

ARMIERTER BETON.

1918. August.

INHALT

Neue Eisenbetonbauten. Bericht über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau von Rückkühlanlagen. Von Dr.-Ing. H. Marcus. S. 141.
Studienausschuß für Eisenbeton-Schiffbau der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie. Von Dr. W. Achenbach. S. 149.
Über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen

Druck beansprucht werden. Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde. (Fortsetzung von S. 116.) S. 154.
Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 158.
Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 161.
Bücherbesprechungen. S. 164.

NEUE EISENBETONBAUTEN.

Bericht über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau von Rückkühlanlagen.

Von Dr.-Ing. H. Marcus,

Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft.

(Schluß von S. 125.)

Die bemerkenswerten Einzelheiten über die Bewehrung des Kühlers und des Behälters sind in der Fig. 8 dargestellt. Die Fig. 5a zeigt den ersten Kühler in Schaltung, die Fig. 5*) den fertigen Turm nebst den in der Herstellung befindlichen Fundamenten für die anzuschließenden neuen Kühler, während in der Fig. 6 die drei fertigen Kühler in einer Reihe zu erkennen sind. Die Behälter dieser Reihe sind mit einander durch eine Eisenbetonsammelrinne, welche zur Abführung des abgekühlten Wassers dient, verbunden.

Eine weitere Ausgestaltung der neueren Bauart von Rückkühlanlagen ist bei der Herstellung von Doppelkühlern versucht worden. Die Grundrißanordnung war hierbei durch die Notwendigkeit, die Fundamente eines früheren hölzernen Turmes, an dessen Stelle die Eisenbetonkühler errichtet werden sollten, zu be-

nutzen, vorgeschrieben. Wie die Fig. 9 zeigt, hat der Unterbau eine rechteckige Grundfläche von 85 qm erhalten, während der Schlot die Gestalt eines länglichen Achteckes aufweist. Zwischen den beiden Kühlern ist ein gedeckter Verbindungsraum geschaffen worden.

Die konstruktive Gliederung des Doppelkühlers ist im allgemeinen dieselbe, wie diejenige der einzelnen quadratischen Kühler. Der einzige Unterschied besteht darin, daß der fachwerkartige Unterbau aus zehn Rippen gebildet ist, welche nicht allein durch die Eisenbetondecken des Schaftes und der Umschließungswände, sondern auch durch einen starken Druckring am Schlotansatz, durch den Gesimmszugring und schließlich durch die Grundschweller ver-

steift sind. Die Einzelheiten der Bewehrung der Haupttragglieder sind in der Fig. 10 wiedergegeben. Um die durch den Wind hervorgerufenen

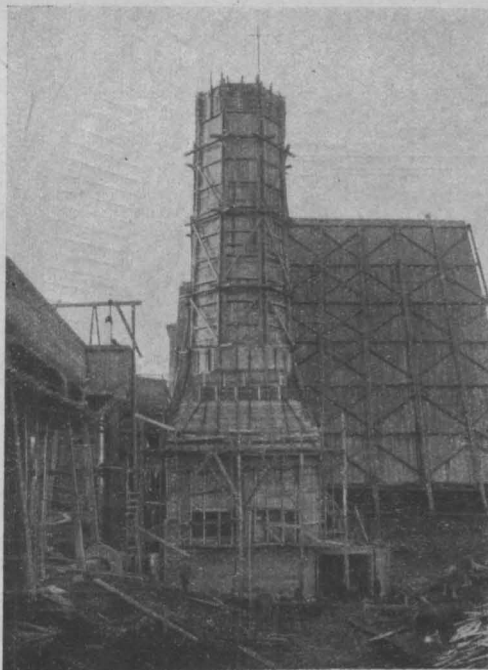


Fig. 5 a.

*) Fig. 5 u. 6 vgl. Juli-Heft.

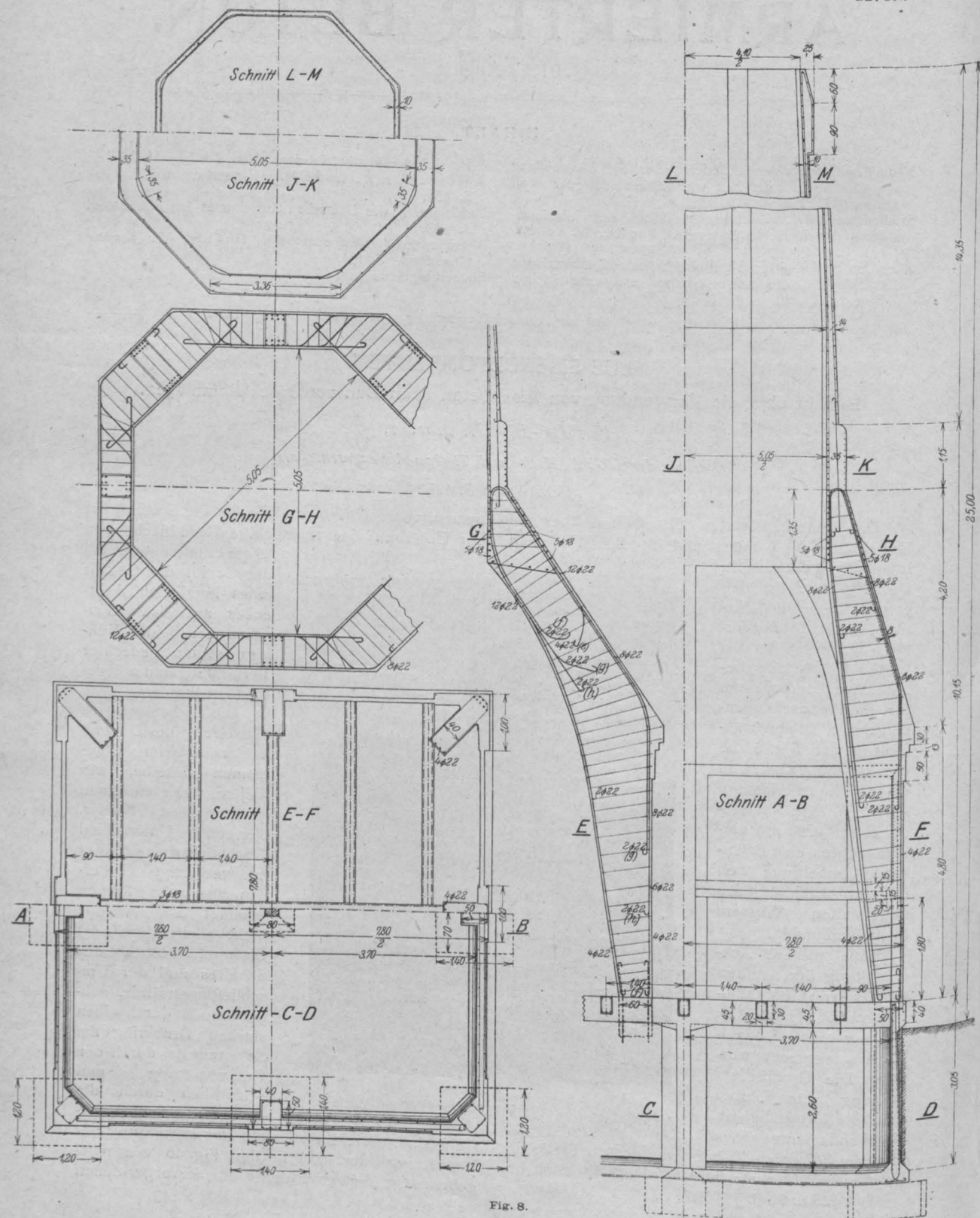


Fig. 8.

wagerechten Auflagerwiderstände in Richtung der in Ziegelmauerwerk hergestellten Umfassungswände des bestehenden Behälters zu übertragen, sind die Grundschwellen mit zapfenartigen Verstärkungen an ihrem unteren Rande versehen, welche zahnförmig in das Mauerwerk eingreifen.

An den oberen Teil dieser Schwellen ist eine kleine Eisenbetondecke angeschlossen, die als Fangschale für das ausgespritzte Wasser dient.

zester Zeit herzustellen, zugewiesen. Um diese Aufgabe zu lösen, war es aus wirtschaftlichen Gründen zugleich erforderlich, die konstruktive Durchbildung der Türme möglichst zu vereinfachen. Eine eingehende Umarbeitung der früheren Entwürfe führte zu der auf Fig. 13 dargestellten Bauart. Die Türme weisen die gleiche Höhe von 25 m über Gelände und die gleiche Grundfläche von 60 m² wie die ersten Kühler auf. Sie haben aber sowohl im Unterbau, wie auch im schrägen

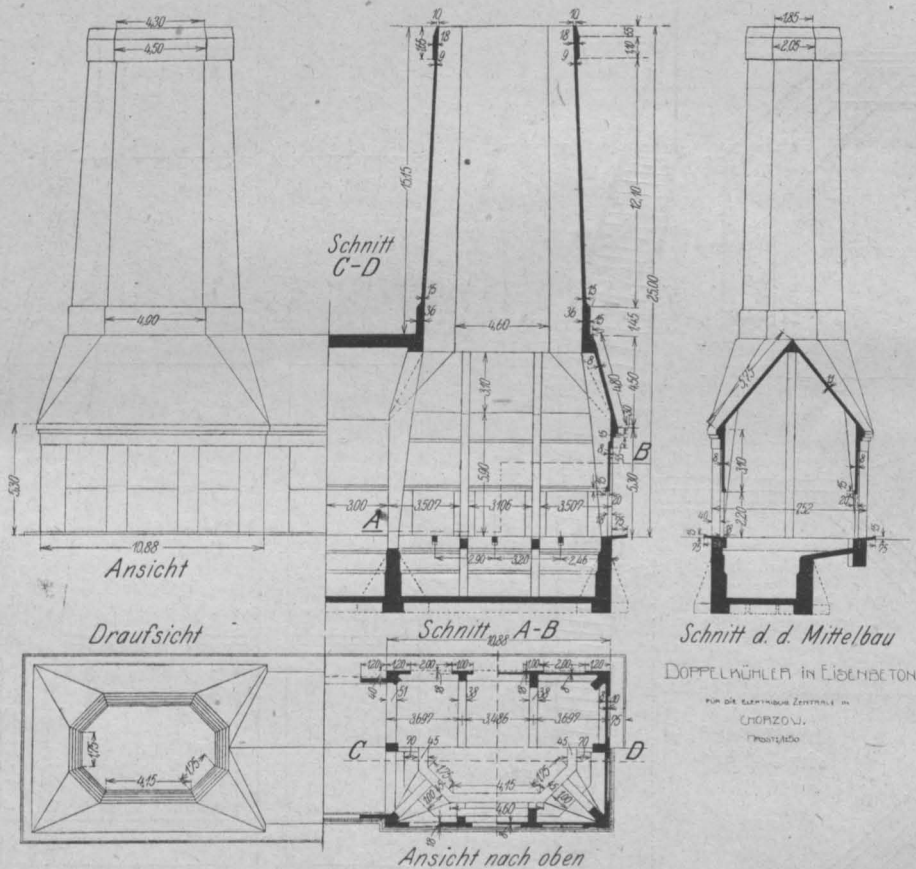


Fig. 9.

Der Doppelkühlturm ist in fortschreitender Ausführung im Lichtbild 11 gezeigt, während die Ansicht der fertigen Anlage auf der rechten Seite des Gruppenbildes 12, auf welchem die ältesten Kühltürme mit Rieselanlagen gleichfalls erscheinen, zu erkennen ist.

Die bedeutenden Erweiterungen der Oberschlesischen Elektrizitätswerke während des Krieges bedingten eine erhebliche Vergrößerung der Rückkühlanlagen.

Der HUTA wurde die Aufgabe, 19 Kühltürme von 300 cbm stündlicher Leistung in kür-

Schaft und im Schlot durchweg eine quadratische Grundrißgestalt erhalten.

Um die Schalungsarbeiten tunlichst zu erleichtern, sind hervortretende Eisenbetonrippen an der Innenseite völlig vermieden worden. Der 15,35 m hohe Schlot sowie der schräge Schaft sind als dünnwandige Schalen ausgebildet, während der Unterbau durch acht Ständer unterstützt wird.

Die Aussteifung der nur 10 cm starken Wandungen des Schlotes wurde in wagerechter Richtung durch den Kopf- und durch den Druckring

in lotrechter Richtung durch die Eckverstärkungen des Mantels erreicht.

Ebenso sind die im Mittel 16 cm starken Wandungen des schrägen Schafftes oben durch den Druckring, unten durch den Zugring, welche besonders kräftig bemessen wurden, ausgesteift.

Zwischen den Ständern des Unterbaues sind über Gelände die Umschließungswände, unter Gelände die Behälterwandungen gespannt. Die Ständer sind außerdem am Kopf des Behälters

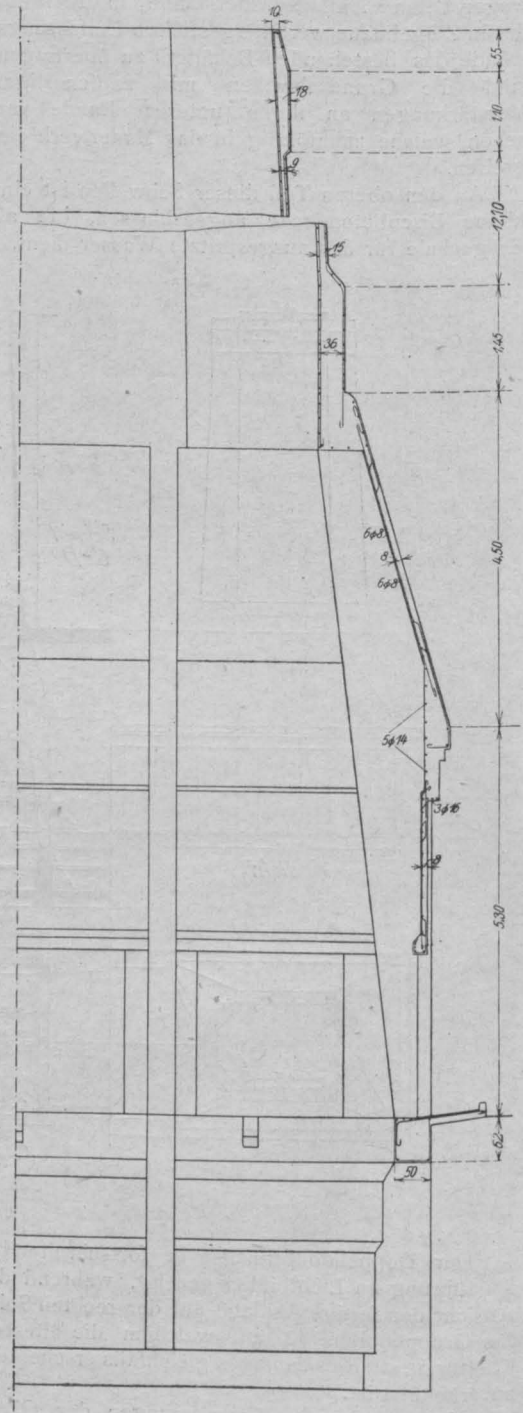
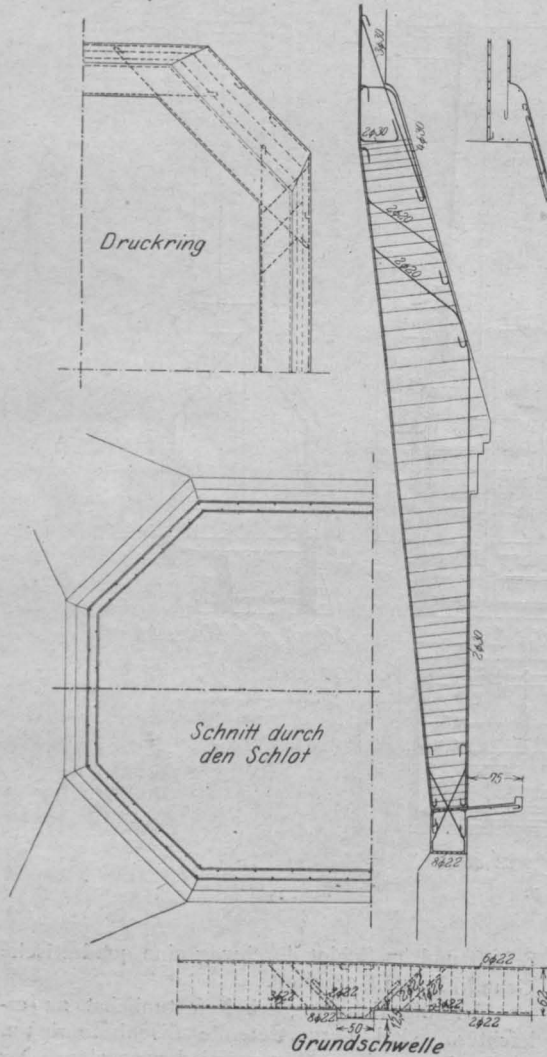


Fig. 10.

durch die Düsendecke und am Fuß durch eine ringförmige Fundamentschwelle aus Eisenbeton mit einander verbunden.

Die bemerkenswertesten Einzelheiten der Bewehrung der Kühler sind in der Fig. 14 vereinigt. Um die allmähliche Übertragung der in der

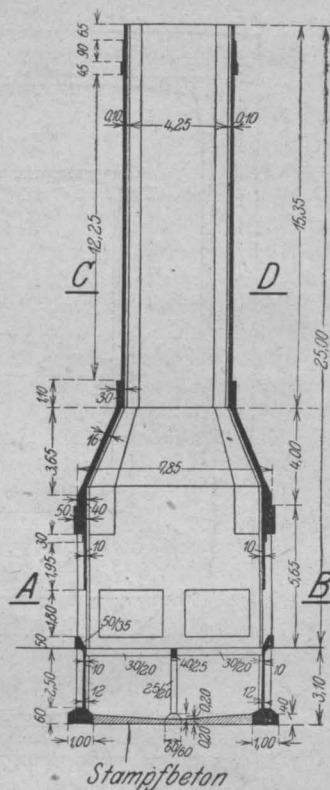
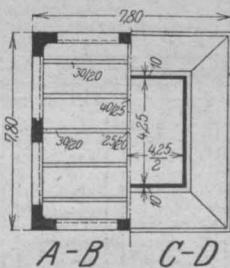
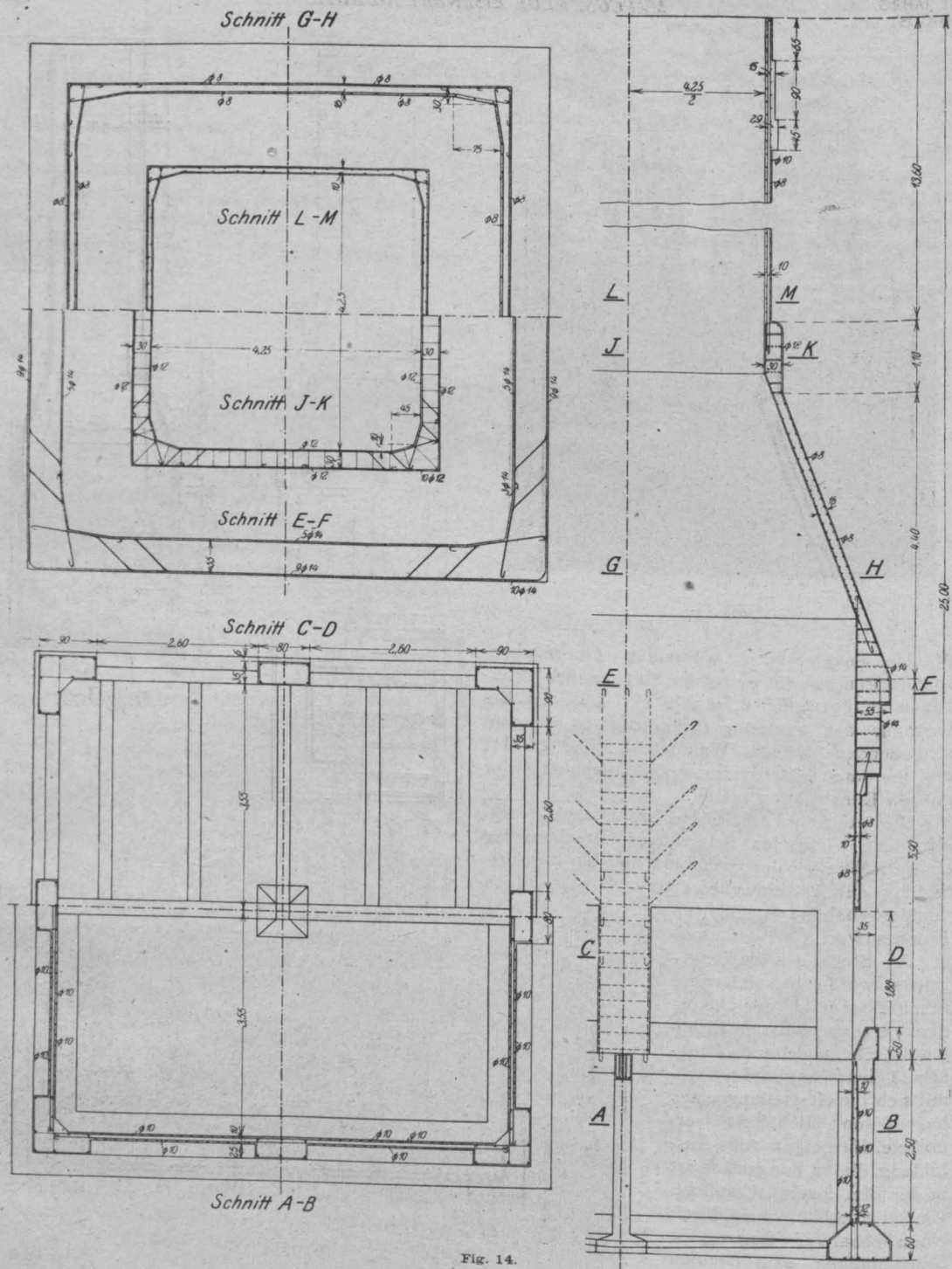


Fig. 13

Die örtlichen Verhältnisse, besonders die verschiedene Tiefe des Baugrundes, brachten für einige Kühler bei der Gründung und bei der Ausbildung der Düsendecke einige Abweichungen von dem soeben geschilderten Hauptentwurf.

A black and white photograph showing a large-scale industrial construction project. In the background, five tall, narrow, rectangular concrete structures are being built, each with visible scaffolding. To the right, a larger, more complex structure with multiple levels and a tall chimney-like section is under construction. The foreground is a dirt-covered area with scattered debris, including wooden planks and a small, dark, wheeled cart or trailer in the lower left. The overall scene depicts a busy industrial development site.

Fig. 12.



verbindet, wird der Wasserablauf nach dem Sammelteich geleitet. Die Verbindungsrippen, welche gleichfalls in Eisenbeton hergestellt sind, ruhen auf besonderen Konsolen, die an den Unterbau

der Kühler angeschlossen sind. Die Trennfugen zwischen Rinne und Kühler sind jeweils mit Asphaltverguß gedichtet.

Eine ähnliche Ausführung wurde für die Fang-

schale eines über einem Klärteich errichteten größeren Kühlturmes gewählt. Wie man aus der Fig. 16 ersehen kann, hat die Schale eine Länge von 34 und eine Breite von 22 m erhalten und ist mit 24 länglichen Aussparungen versehen. Um die Gründungskosten unter Berücksichtigung der ungünstigen Verhältnisse möglichst zu ermäßigen, sind zur Auflagerung der Düsendecke nur 12 Pfeiler angeordnet. Das Tragwerk der Decke besteht hierbei aus zwei weitgespannten Längsbalken in den Umfassungswänden, sowie aus einem kräftigen mittleren Längsträger, der sich aus zwei mit einander verbundenen Rippen zusammensetzt. Die Querträger, welche außer der Düsendecke auch den gesamten Oberbau des Kühlers zu tragen bestimmt sind, mußten bei ihrer verhältnismäßig großen Spannweite besonders kräftig, vor allem am Anschluß an die Hauptlängsträger, ausgebildet werden. Auf die Randträger stützt sich schließlich die Umfassungswand der Schale mit ihren zur Aufnahme der Pfosten des inneren Rieselwerkes dienenden Verstärkungspfählern.

Die Innenflächen der Behälter, der Düsendecken und der Fangschale, des Unterbaues und des Schlot es sind wasserdicht geputzt, die Außenflächen hingegen, mit Ausnahme der Düsendecken,

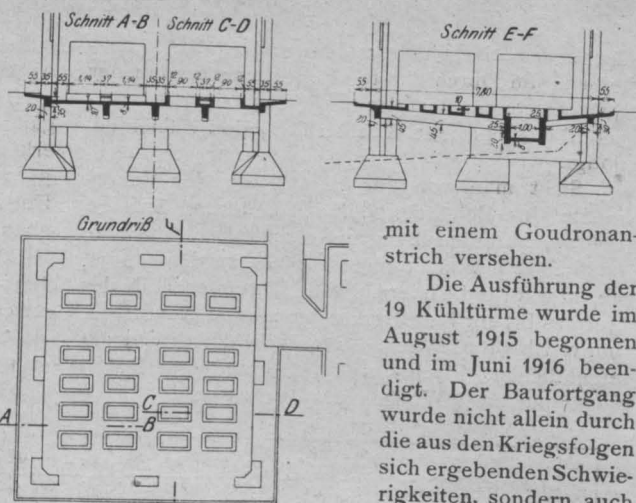


Fig. 15.

mit einem Goudronanstrich versehen.

Die Ausführung der 19 Kühltürme wurde im August 1915 begonnen und im Juni 1916 beendet. Der Baufortgang wurde nicht allein durch die aus den Kriegsfolgen sich ergebenden Schwierigkeiten, sondern auch durch die außerordentlich ungünstige Lage der Baustelle, vor allem

durch die aus den benachbarten Türmen ausströmenden Dampfschwaden, welche die Arbeitsstätte ständig in Nebel und Dunst umhüllten, verzögert. Durch Anspannung aller Kräfte war es jedoch möglich, in den letzten Monaten beachtenswerte Leistungen zu erzielen.

Ein Überblick über die Fertigstellungsfristen für die Kühler XV, XVI, XVII und XVIII ist in

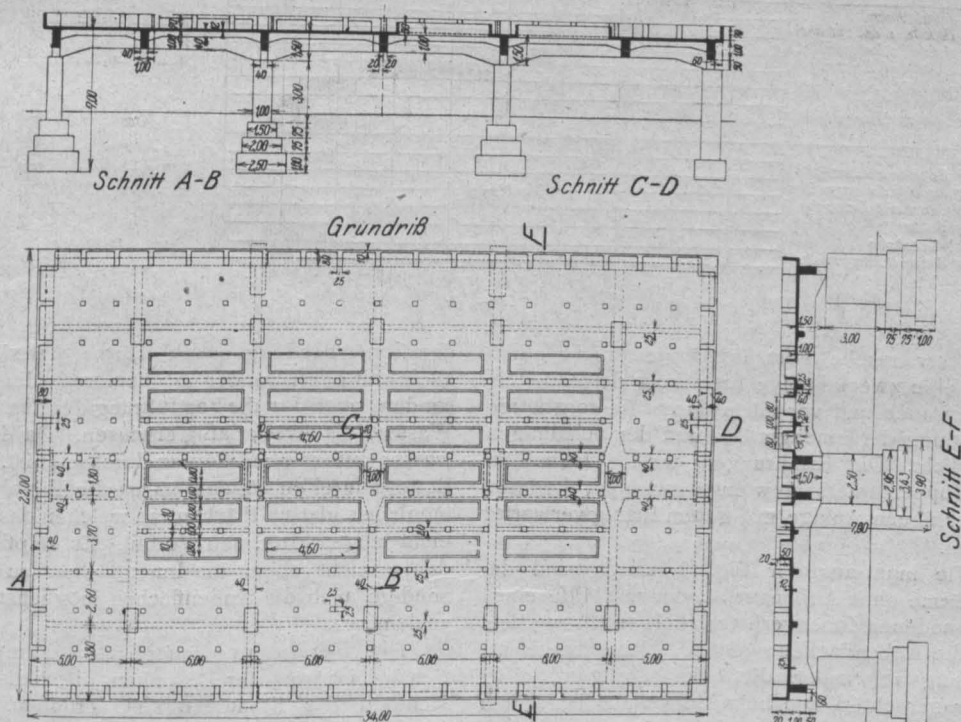


Fig. 16.

der schematischen Darstellung der Fig. 17 gegeben. Im Durchschnitt wurden von Beginn der Schachtarbeiten bis zur Inbetriebsetzung der Anlagen acht bis neun Wochen für jeden Kühler benötigt.

Sieht man von der Herstellung der Fundamente des Behälters, deren Ausführung infolge der wechselnden Baugrundverhältnisse auf eine bestimmte Zeit nicht eingeschränkt werden konnte, ab, so war für die über Gelände liegenden Teile des Turmes bis zur Beseitigung der inneren Rüstungen nur vier bis fünf Wochen erforderlich, während die eigentlichen Flecht- und Betonierungsarbeiten sogar nur zwei Wochen beanspruchten.

rechten Bahnen, welche mit dem Fortschritt der Arbeiten hochgeführt wurden.

Die verschiedenen Abschnitte des Bauvorganges sind deutlich aus dem Lichtbild 18 zu erkennen. Im ganzen sind sechs Innengerüste, je vier Außen- und Innenschalungen für die Unterbauten und den schrägen Schaft, und drei ebenso für den Schlot benutzt worden, für jede Rüstung oder Schalung somit eine drei-, bzw. fünf- oder sechsfache Verwendung. Ein Ergebnis, welches in erster Linie auf die zweckmäßige Gestaltung und Verbindung der Tafeln und Rüstungen zurückzuführen ist.

Das Fortfallen von hervortretenden Rippen an

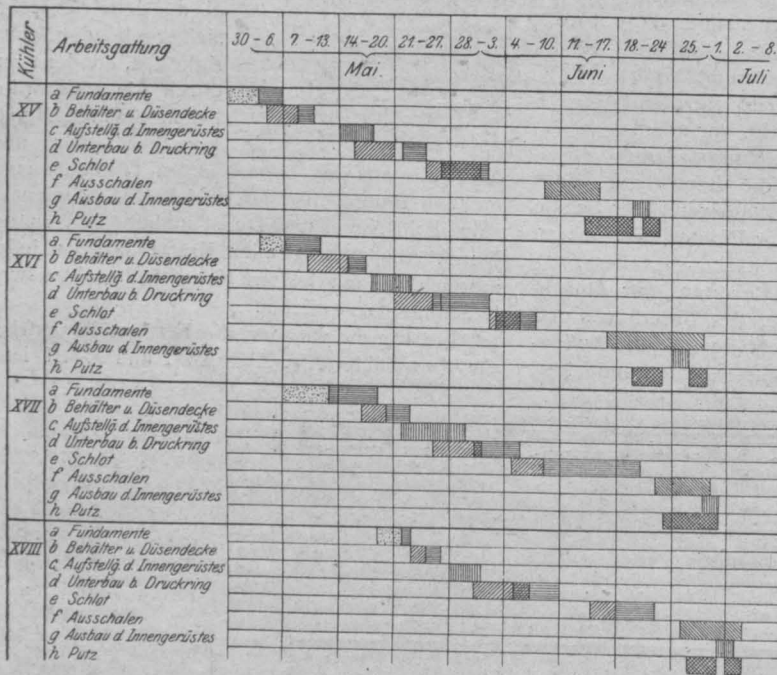
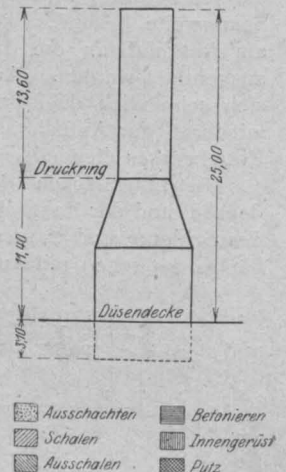


Fig. 17.



Dieser rasche Fortgang wurde nicht allein durch eine zweckmäßige Einteilung der Arbeiten, sondern auch und vor allem durch die sorgfältige Ausbildung der Innengerüste und der Schalungen ermöglicht. Die Erfahrungen, welche beim Bau des Doppelkühlers gewonnen wurden, konnten bei der neuen Anlage mit gutem Erfolg verwertet werden.

Wie man aus der Fig. 18 ersieht, sind die Kühltürme ohne Außengerüst, nur mit Hilfe eines abgebundenen Innengerüsts, hergestellt worden. Für die Außenflächen wurden fertige Tafeln als Schalung verwendet, die beim schrägen Schaft aus wagerechten, und beim Schlot aus lotrechten Brettern zusammengesetzt waren, zu deren Aussteifung zerlegbare Kränze gebraucht wurden. Die Innenschalung bestand hingegen aus wage-

den Innenwandungen der Türme hat sich nicht allein hinsichtlich der bequemen Herstellung, sondern auch für die Fortführung des abgekühlten Wassers als zweckmäßig erwiesen. Da das Kühlwasser mitunter mit Säuren durchsetzt ist, die den Beton angreifen können, so ist die Erzielung von möglichst glatten Flächen, an welchen das Wasser nicht lange haftet, von Vorteil. Es empfiehlt sich daher, nicht allein die Innenflächen zu putzen, sondern auch die Außenflächen möglichst gut zu schleppen.

Die Verwendung möglichst dünnwandiger Schalen ist trotz der Bedenken, die vielleicht hinsichtlich der Standfestigkeit erhoben werden könnten, für die Kühltürme von Vorteil, einerseits weil infolge des raschen Ausgleichs zwischen Außen- und Innenwärme eine schnellere Kühlung

erzielt wird und andererseits, weil die durch den Wärmeunterschied erzeugten Nebenwirkungen bei schwachen Wandungen die Rissesicherheit weniger gefährden. Die Richtigkeit dieser Auffassung ist durch das Verhalten der Kühler in den kältesten Wintertagen im März 1917 bestätigt worden. Die Türme wurden, wie die Lichtbildaufnahme Nr. 19 zeigt, einer außergewöhnlichen Belastungsprobe ausgesetzt und haben trotz der bedeutenden Beanspruchung keinerlei auch noch so geringfügige Beschädigungen erlitten.

Diese Widerstandsfähigkeit der dünnwandigen Turmquerschnitte wurde im übrigen auch durch eine sorgfältige statische Untersuchung nachgewiesen. Der zur Verfügung stehende Raum gestattet nicht, hier auf die Einzelheiten der Berechnung einzugehen. Es sei nur erwähnt, daß die Untersuchung sich auf die Bestimmung der Spannungsverteilung in den einzelnen Wandungen mit Hilfe von Airyschen Spannungsflächen erstreckte, daß sie ferner die Nebenspannungen im Druck und im Zugring bei den beiden Übergängen vom Schlot in den Schaft und vom Schaft in den Unterbau verfolgte und schließlich auch einen an die Arbeiten von Timoschenko anschließenden Versuch der Ermittlung der Knickfestigkeit der Schlotwandungen umfaßte.]

Obgleich es sich nur um Nutzbauten von geringer Grundfläche und untergeordneter Bedeutung handelte, waren sowohl die Bauherrschaft, wie auch die Bauunternehmung bestrebt, bei der Errichtung dieser zahlreichen nebeneinander gruppierten Türme eine befriedigende Gesamtwirkung zu erzielen. Der Vergleich zwischen dem Lichtbild Nr. 3 und den späteren Aufnahmen zeigt hinsichtlich der architektonischen Ausbildung einen erheblichen Fortschritt. Es kann bei näherer Betrachtung nicht geleugnet werden, daß es mit verhältnismäßig einfachen Mitteln gelungen ist,

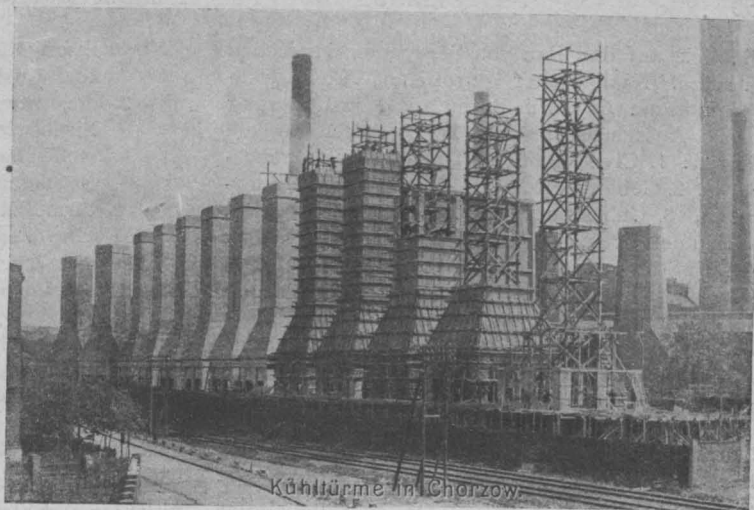


Fig. 18

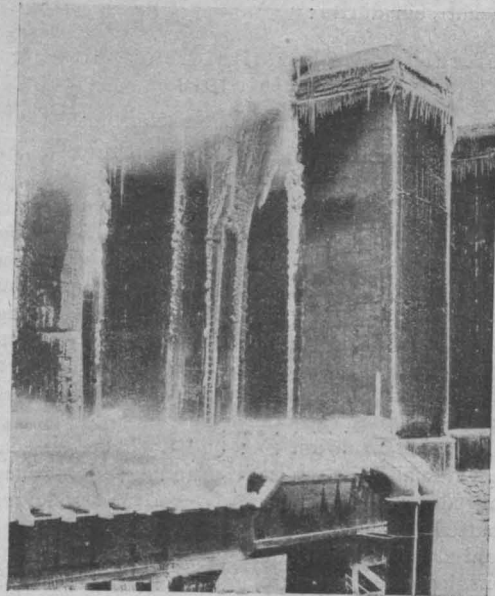


Fig. 19

eine an sich durchaus undankbare Aufgabe mit Erfolg zu lösen.

STUDIENAUSSCHUSS FÜR EISENBETONSCIFFBAU DER JUBILÄUMS-STIFTUNG DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

Von Dr. W. Achenbach, Berlin.

Auf der diesmaligen Sitzung des Kuratoriums der Jubiläums-Stiftung der Deutschen Industrie am 4. Mai wurde auf Antrag des Obmanns für Verkehrswesen, Bauingenieurwissenschaften und

Hochbau Geheimrat Prof. M. Foerster in Dresden beschlossen, einen Studienausschuß für die zurzeit außerordentlich bedeutsame und viel umstrittene Frage der Verbundschiffe, namentlich auch im

Hinblick auf den Bau von Seeschiffen ins Leben zu rufen. Nach weiter getroffenen Vereinbarungen fand am 6. Juli in Berlin die Konstituierung dieses Ausschusses statt. Ihm gehören an die Herren: 1. Civil-Ingenieur, Dipl.-Ing. Achenbach-Berlin, 2. Geheimer Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Busley-Berlin, 3. Geheimer Rat Prof. M. Foerster-Dresden, 4. Baumeister Loeser-Dresden, 5. Prof. Dr.-Ing. Mörsch-Stuttgart, 6. Direktor Professor Pagel vom German. Lloyd-Berlin. Als Vorsitzender wurde der an dritter Stelle, als Schriftführer der unter 4. Genannte gewählt. Es wurde beschlossen zunächst in Versuche wegen eines für den Beton-schiffbau geeigneten Betonmaterials einzutreten. Über den derzeitigen Stand des Eisenbetonschiffbaues und die vielgestaltigen mit ihm zusammenhängenden Fragen und notwendigen Untersuchungen gab Herr Dipl.-Ing. F. W. Achenbach das nachstehend mitgeteilte Referat, dessen Bekanntgabe, weiteren Kreisen der Fachgenossen erwünscht sein dürfte:

Referat für die konstituierende Sitzung
am 6. Juli 1918.

Aufgaben im Eisenbetonschiffbau.

Die Anwendung der Eisenbetonbauweise auf den Schiffbau hat im wesentlichen die Bedeutung der Einführung eines neuen Baumaterials. Da nun aber der neue Baustoff von dem bisher im Schiffbau gebräuchlichen Holz, Eisen und Stahl grundverschieden ist, sowohl in bezug auf sein spezifisches Gewicht als auch seine Festigkeitseigenschaften und schließlich die Art seiner Verarbeitung, so gewinnt die Einführung des Eisenbetons im Schiffbau eine bei weitem weitgehendere Bedeutung als die einer bloßen Materialfrage. Man kann mit Fug und Recht sagen, daß nicht nur alle Fragen von grundlegender Bedeutung des Eisenbetonbaues, wie Materialeigenschaften, Mischungsverhältnisse, Eisenanordnung, Wahl der Wandstärken und sonstiger Konstruktionsglieder erneut durchgeprüft und spezialisiert werden müssen, nein, auch im Schiffbau müssen viele Gebiete völlig neu bearbeitet werden; hierher gehören die Annahmen für die Festigkeitsberechnungen, die Stabilitäts- und Schwimmfähigkeitsuntersuchungen, ferner die Widerstandsverhältnisse der Eisenbetonschiffe bei ihrer Fortbewegung, die Formgebung zum Zwecke günstigster Bauausführung; schließlich bliebe die wirtschaftliche Seite des Problems zu beleuchten, eine bei der Mannigfaltigkeit der gebräuchlichen und dem Eisenbetonschiffbau zugänglichen Schiffstypen erhebliche Aufgabe.

Bei Betrachtung der geschichtlichen Grundlagen des Eisenbetonschiffbaues sind zwei Gebiete zu unterscheiden!

1. die Anfänge und die Entwicklung des

Eisenbetonschiffbaues als solchen bis zum Ausbruch des Weltkrieges,

2. die Entwicklung solcher Baugebiete des Eisenbetons, die ähnliche Forderungen stellen wie der Schiffbau, als da sind: Brückenbau, Schwimmkörper, Wassertürme, Maschinenfundamente, Hallen und Gewölbe usw.

Manche Zweifel über die Bewährung des Eisenbetons im Schiffbau werden sich schon aus diesen rein historischen Betrachtungen beheben lassen, oder aber es wird sich das Gebiet seiner Anwendung leichter erweitern lassen. Ich möchte bei dieser Gelegenheit betonen, daß es sich bei Einführung des Eisenbetonbaues im Schiffbau nicht darum handeln kann, einen augenblicklichen Ersatzstoff zu haben, der bei veränderten Verhältnissen wieder ausscheidet, daß vielmehr der Eisenbetonschiffbau durch die Vielheit seiner Anwendung eine solche Vervollkommenung erfahren wird, daß er wohl niemals mehr als vollwertiger Baustoff für Schiffe ausgeschaltet werden kann.

Gerade in gegenwärtiger Kriegszeit ist ein Hinweis auf die Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues vor dem Kriege notwendig, da viele Interessenten der Ansicht sind, dieses Gebiet sei erst unter der Not des Krieges entstanden, und viele Schwierigkeiten erwachsen seiner Anwendung dadurch, daß man vergißt, daß im Kleinschiffbau, Ponton- und Leichterbau schon eine schöne Grundlage für den Aufstieg zu höheren Aufgaben gelegt ist.

Auch der Eisenschiffbau war in der Verwendung von Zement und Beton für bestimmte Zwecke nicht sparsam und die hier von diesen Materialien vorausgesetzten Eigenschaften geben diesen eine gute Empfehlung für ernste Beachtung als Hauptbaumaterial. Diese Eigenschaften sind:

1. der Zement schützt das Eisen — besonders an schwer zugänglichen Stellen im Schiff — vor Rostbildung,
2. der Zement isoliert gegen Wärmeübertragung,
3. er gestattet bei Havarien die schnelle Ausführung von Reparaturen, besonders auch bei Leckagen unter Wasser,
4. Beton ist als Ballast leicht einzubringen und gut und sicher zu verstauen,

Alle diese Eigenschaften kommen dem Eisenbetonschiff ohne weiteres zu gute.

Die Forderung gleichzeitiger Festigkeit und Dichtigkeit bei möglichst geringem spezifischen Gewicht bedingt eine Spezialisierung der gebräuchlichen Betonmischungen und eine Auswahl der verwendeten Eisensorten. Um gründlich zu sein, müßte man vor der Betonmischung nicht

haltmachen, sondern müßte auch auf die Zusammensetzung des Zementes selbst eingehen, weil aus dieser manche Vorteile in der Verwendung sowie manche nachteilige Erscheinungen im Gebrauch hergeleitet werden können. Eine Komplikation tritt im Eisenbetonschiffbau dadurch hinzu, daß als Zuschlagsstoffe — um dem Beton bestimmte Eigenschaften zu sichern — solche Mineralien hinzugefügt werden müssen, die man im Landbau nur selten oder unter außergewöhnlichen Verhältnissen hinzufügt. Solche Stoffe sind:

- | | |
|--|---|
| 1. Traß zur Erzielung eines elastischen Betons, | |
| 2. Lavakies | |
| 3. Bimskies | } zur Erzielung geringen spezifischen Gewichts. |
| 4. Schlackensand | |
| 5. Kunstbims | |
| 6. Antiaquazement zur Erzielung einer guten Wasserdichtigkeit. | |

usw. usw.

Alle diese Zusätze beeinflussen gleichzeitig auch die Festigkeit erheblich, meistens im ungünstigen Sinn, so daß aus der Fülle der Variationen alle diejenigen auszuschneiden sind, welche einer unteren Festigkeitsgrenze nicht mehr Genüge leisten. Es sind hierzu viele Hunderte von Versuchen nötig, um Klarheit zu schaffen. Das Mißtrauen, welches man bezüglich des Eisenbetons im Schiffbau hegt, beruht vor allem auf einer gefühlsmäßigen Unsicherheit gegenüber dem Auftreten von Stoßdrücken. Es wäre daher ganz besonders bei allen Versuchen auch diesem Punkt Rechnung zu tragen, auch durch Bestimmung des Elastizitätsmodells für Zug und Druck. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, daß die Armierung einen erheblichen Einfluß auf die Stoßfestigkeit ausübt und somit die Zusammensetzung des Betons nur in geringerem Maße die Stoßfestigkeit beeinflussen würde.

Immerhin soll der Beton im Schiffbau auch bei erheblichen Stoßdrücken rißfrei bleiben, so daß hieraus eine besondere Zusammensetzung des Betons als günstigste sich ergeben wird.

Besonders beim Entwurf großer Schiffskörper taucht die Frage auf, ob es nicht zweckmäßig sei, anstatt den Rumpf aus einer gleichmäßigen Masse zu gießen, die verschiedenen Gruppen von Bauteilen aus Betonmischungen herzustellen, die den besonderen Anforderungen besser angepaßt sind. So wird für die Außenhaut und die wasserdichten Schotten in erster Linie die Wasserdichtigkeit maßgebend sein, während die Spanten, Bodenträger, Deckbalken und obere Decke aus besonders festem Beton hergestellt sein müßten. Wiederum könnten Einbauten von Zwidecks und Plattformen, ferner Kajütsabschottungen und Trennungsschotten aus ganz leichtem Materiale hergestellt werden.

Die Materialfrage ist im Eisenbeton-Schiffbau gegenüber dem Eisenschiffbau um so wichtiger, als der Schiffbauer nicht gewohnt ist, sich den Baustoff für sein Schiff erst selbst herzustellen, ebensowenig wie er in seinen Festigkeitsrechnungen auf eine Unhomogenität des beanspruchten Querschnitts, wie sie im Eisenbetonbau vorliegt, Rücksicht zu nehmen braucht. Zug- und Druckspannungen werden im Eisenschiffbau fast gleich gewertet, soweit bei den ersteren nicht durch die Verschwächung der Nietung, bei den letzteren durch die Knickmöglichkeiten Modifikationen bedingt sind. In ganz geringem Maße finden die Scherkräfte Beachtung, da sie nur bei sehr langen Schiffen eine beachtenswerte Rolle spielen. Ganz anders liegen die Verhältnisse im Eisenbeton-Schiffbau, wo den Scherkräften eine ausschlaggebende Bedeutung zukommt, die Zugspannungen in ganz geringem Maße nur auftreten dürfen, und wo auch die Eiseneinlage mit Rücksicht auf etwaige Rißbildung im Beton in der Übertragung von Zugspannungen nicht voll ausgenutzt werden darf.

Ob neben dem Portlandzement auch Eisenportlandzement und Hochofenzement verwendet werden dürfen, muß mit Rücksicht auf die Einwirkung des Seewassers festgestellt werden. Hierüber liegen bereits einige Untersuchungen vor.

Im allgemeinen müssen die Rechnungsvoraussetzungen, die Anordnung der Eisenarmierung, die Auswahl der Baustoffe und die Bauausführung derartig sein, daß irgendwelche schädlichen Wirkungen nicht auftreten oder nicht in die Wagschale fallen können. Solche Wirkungen, die einer besonderen Erörterung bedürfen, sind:

1. die Rißbildung im Beton,
2. das Schwinden des Betons,
3. das Quellen des Betons,
4. das Treiben des Betons,
5. die zerstörende Wirkung, die Beton und Zement auf gewisse Metalle wie Kupfer, Zink und Blei ausüben

und ähnliches.

Es ist klar, daß die Möglichkeit einer Rißbildung gerade im Schiffbau die ernsteste Beachtung erfordert und daß die Klarlegung der Ursachen manche Beunruhigung wird zerstreuen können. Es sind zwei Arten von Rißbildung zu unterscheiden: einmal feine Haarrisse, welche vorwiegend beim Erhärten auftreten und ihre Ursache in der schnelleren Schrumpfung der Oberfläche gegenüber den tieferen Schichten haben. Diese an und für sich ungefährlichen Risse können eventuell unter der Einwirkung von Frost und Hitze mit der Zeit ernsterer Natur werden; jedoch wird durch sie wohl auch im Schiffbau niemals eine schwerwiegende Gefahrquelle entstehen.

Die andere Art von Rißbildung ist von Hause aus schwerwiegender Natur. Sie beruhen auf der ungenügenden Aufnahme freier Scher- und Zugspannungen. Im Landbau können solche Risse zur Not unter günstigen Verhältnissen, nämlich wenn sich die freien Spannungen ausgeglichen haben, ausgebessert werden. Im Schiffbau, wo es sich um Beanspruchungen mit wechselndem Vorzeichen handelt, verspricht eine Ausbesserung keinen Erfolg. Es muß daher die Bewehrung von Haus reichlich und richtig verteilt angeordnet werden. Dieser und viele andere Gründe sprechen für die Ausarbeitung einer speziell für Schiffe zugeschnittenen Bewehrung.

Das Schwinden und Quellen des Betons hat für den Eisenbeton-Schiffbau insofern besondere Bedeutung, als der Erhärtungsprozeß beim Zuwasserlassen des Schiffes noch nicht abgeschlossen sein wird. Da nun die Volumenänderung des Betons bei Erhärtung unter Wasser anders vor sich geht als bei Erhärtung über Wasser, so erfährt die Oberfläche der Außenhaut mit dem Augenblick des Stapellaufes eine Unterbrechung des Schwindens mit allmählichem Übergang zum Quellen, während die übrigen Bauteile weiter schwinden. Es bedarf sorgfältiger Beobachtungen beim Docken der Eisenbetonschiffe, wie der Verlauf des schließlichen Erhärtens sich gestalten wird.

Auch das Treiben des Zementes bedarf, wie alle Fehler infolge mangelhafter Zementfabrikation, eingehender Erörterung, um nach Möglichkeit solche Havarien ausschalten zu können, die auf Mängel der Baustoffe zurückzuführen sind.

Da Zement und Beton gegen gewisse Metalle, wie Kupfer, Zink und Blei, nicht indifferent sind, so sind Rohrleitungen aus diesen Metallen im Eisenbetonschiff zu vermeiden. Wo im Maschinenbau derartige Rohrleitungen vorgesehen sind, müssen sie sorgfältig isoliert werden.

Die besonderen Anforderungen an die Baustoffe finden eine Parallele in der eigenartigen Weise, wie im Schiffbau gegenüber dem Landbau die Kräfte auf das Bauwerk einwirken und von den Konstruktionsgliedern aufgenommen werden müssen. Im allgemeinen bedient man sich im Schiffbau selbst bei großen Objekten nicht solch eingehender Berechnungsmethoden wie sie im Eisenbeton-Landbau üblich sind. Durch die Eisen- einlage in dem Beton wird eine Variationsgröße mehr in das ganze Berechnungssystem hineingebracht, und hierdurch wird die größere Ausführlichkeit aller Eisenbetonberechnungen zum Teil bedingt. Zum andern Teil aber hat die größere Einfachheit der rechnerischen Überlegungen im Schiffbau gegenüber dem Eisenbetonbau ihre Ursache in der geschichtlichen und volkswirtschaftlichen Entwicklung beider Gebiete, indem zur Zeit des Hauptaufschwunges des Eisenschiffbaues

die wissenschaftlichen Methoden zur Bestimmung der inneren Kräfte noch nicht so fein ausgebaut waren als zu der Zeit, wo der Eisenbetonbau zur Blüte gelangte. Auch hatte im Schiffbau die Einordnung der Hauptverbauteile nach festgesetzten Leitnummern unter Berücksichtigung der praktischen Bewehrung die Vorteile, schnell mit einem Entwurf ins klare zu kommen und gleichzeitig der Versicherung die Gewähr der nötigen Sicherheit zu geben.

Im Eisenbeton-Schiffbau müssen beide Methoden, nämlich einmal alle Bauteile rechnerisch zu erfassen, sodann aber auch die Systematisierung der Materialabmessungen in Form von Klassifikationsvorschriften festzulegen, miteinander entwickelt werden. Auf diese Weise wird weder der wissenschaftliche Fortschritt noch die praktische Bautätigkeit gehemmt werden.

Die rechnerischen Arbeiten lassen sich in fünf große Gruppen zerlegen.

1. die Bestimmung der durch das Längsbiegemoment hervorgerufenen Spannungen und Scherkräfte. Hierbei bedarf es gegenüber dem reinen Eisenschiffbau nur einer schärferen Untersuchung über die Wirkung der Scherkräfte.
2. die Bestimmung der durch den Wasserdruck hervorgerufenen Spannungen in der Bodenbeplattung. Hier unterscheiden sich die Berechnungsannahmen wesentlich von den im Eisenschiffbau möglichen.
3. die Berechnung der Rahmen.
4. die Berechnung der Schotten.
5. die Berechnung der Träger.

Die drei letzten Gruppen bedürfen einer Spezialisierung für den Schiffbau. Hierdurch ist eine wesentliche Übersichtlichkeit und Vereinfachung zu erzielen, da die Belastungsfälle in den meisten Fällen gleich sind oder sich im gleichartigen Sinne ändern.

Die Klassifikationsvorschriften sind in allen Ländern, wo man sich mit Eisenbetonschiffbau befaßt, noch im Entstehen begriffen. In Deutschland sind bereits für Flußschiffe einige Regeln vom Germanischen Lloyd aufgestellt, und es hat sich zur eingehenden Behandlung dieser Fragen ein Ausschuß gebildet, dem Mitglieder der deutschen Seeschifffahrt und des deutschen Betonvereins angehören. In Dänemark sind vom Verein dänischer Ingenieure durch Professor E. Snenson Vorschriften über den Bau von Seeschiffen aus Eisenbeton aufgestellt. In Norwegen hat sich der Norske Veritas eingehend dieser Frage angenommen, während auch in England der British Lloyd hierin nicht zurückgeblieben ist.

Die außerordentliche Unklarheit, welche bei den Versicherungsgesellschaften über die Bewertung der Eisenbetonschiffbauten herrscht, läßt es im Interesse der Möglichkeit, den Abschluß an

Versicherungen auf Eisenbetonschiffbauten zu unterstützen, ratsam erscheinen, alle Vorschriften über Klassifikation von Eisenbetonschiffen sorgfältig zu verfolgen. Auch ist es wichtig, die Bedenken gerade der Versicherungsfachleute entgegenzunehmen und auf ihre Berechtigung nachzuprüfen und, wenn möglich, zu zerstreuen.

Wie die eisenbetontechnische Seite des Problems eine Menge eingehender Untersuchungen erfordert, so sind auch auf der schiffbautechnischen Seite viele Fragen zu lösen.

Betreffs der Formgebung der Betonschiffe befaßigte man sich anfangs übertrieben plumper Schiffsformen mit gradlinigem Verlauf der Spanten und über Wasser zum Schutz des lebenden Werkes weit ausladenden Bordwänden. Heute wendet man, um die Einschalung möglichst einfach zu halten, zwar auch noch ziemlich gradlinige Spanten an, man ist aber zu guten Schiffsformen zurückgekehrt, denn die Bildsamkeit des Betons bietet ja hierin keinerlei Schranken.

Das größere Schiffseigengewicht der Betonschiffe gegenüber eisernen Schiffen zwingt zu völligeren Schiffsformen als sie sonst im Holz- oder Eisenschiffbau üblich sind. Dem Betonschiffbau kommt hier zustatten, daß manche Schiffstypen jetzt allgemein zu scharf gebaut werden. Solche Schiffe, wie beispielsweise die Fischdampfer, können mit erheblich größerem Völligkeitsgrad (δ) ausgeführt werden, ohne daß die Widerstandsverhältnisse sich im geringsten ungünstiger gestalten.

Vorspringende Ecken sind im Betonbau zu vermeiden. Aus diesem Grunde wird man im Betonbau lieber das Kriegsschiffheck als das jetzt bei Handelsschiffen übliche weit überhängende Heck, das leicht havariert werden kann, anwenden.

Um ein Schamfilen (Abkratzen) der äußeren Betonhaut unter Wasser zu vermeiden, ist es zweckmäßig, die größte Breite oberhalb der Schwimmebene anzuordnen und zudem eine Scheuerleiste vorzusehen. Manche Fachleute stehen auf dem Standpunkt, daß die Magnesia des Seewassers, sobald sie infolge der Verletzung der oberen Betonhaut Gelegenheit hat, in den Beton einzudringen, einen zerstörenden Einfluß auf den Zusammenhalt ausübt, so daß man sich den Schutz der Bordseiten beim Anlegen usw. besonders angelegen sein lassen müsse.

Alle diese Erwägungen bedingen für die Betonschiffe eine ganz spezifische Formgebung. Unsere Kenntnis über den Widerstand der jetzt üblichen Handelsschiffsformen gegen die Fortbewegung ist leider noch nicht völlig entwickelt. Es liegt dies daran, daß die Modellschleppanstalten fast völlig durch Versuche für Kriegsschiffe beschäftigt werden und somit für die Aufgaben aus dem Gebiet des Handelsschiffbaues fast keine Zeit bleibt. Für die Entwicklung des Betonschiffbaues wäre

es wichtig, zu untersuchen, wie sich die neuartigen und völligen Schiffsformen gegenüber den jetzt im Eisenschiffbau üblichen verhalten. Die Ausichten des Vergleiches sind für den Betonbau keineswegs ungünstig. Berücksichtigt man die völlig glatte Oberfläche des Betonschiffes, die auch in langem Betrieb keine Veränderung durch Anwuchs oder Abrosten erfährt, so dürfte das Betonschiff sogar recht günstig abschneiden. Dies umsomehr als die Betonschiffe vorzugsweise zu den langsamgehenden Typen gerechnet werden, bei denen der Reibungswiderstand gegenüber dem Formwiderstand die ausschlaggebende Größe ist.

Ebenso wie die Widerstandsverhältnisse sind auch die Schwimm- und Stabilitätseigenschaften der Betonschiffe von besonderer Art. Das Gewicht des leeren Betonschiffkörpers ist größer als das eines gleich großen eisernen Schiffes. Es ist festzustellen, wie groß gegenwärtig dieser Unterschied bei verschiedenen Schiffsgrößen ist und welchem Grenzwert man sich in Zukunft nähern könnte. Daß die jetzt gebauten Schiffe noch reichlich schwer sind, liegt in einer gewissen Vorsicht begründet. Die Wahl der Materialstärken und der Betonmischung werden hier noch einiges ersparen können. Einiges wird durch die größere Ökonomie im Betrieb wett gemacht; denn es darf nicht verkannt werden, daß das größere Eigengewicht dem Reeder stets als unwirtschaftlich erscheinen wird. Der Gegenbeweis ist also zu erbringen.

Der System-Schwerpunkt liegt bei den Betonschiffen etwas tiefer als bei eisernen Schiffen, da die Bodenträger voluminöser sind als in Eisen ausgeführt. Dies bedingt grössere Stabilität. Sollen die Seeigenschaften die gleichen wie bei Schiffen aus anderem Material bleiben, so muß die Schiffsbreite verringert werden. Bei Segelschiffen könnte, falls gleiche Breite wie bei einem gleich großen eisernen Schiff beibehalten wird, größere Takelage geführt werden. Der Ausführung als Segelschiff kommt zudem zugute, daß man hier auch im Eisenschiffbau auf allzu geringes Schiffsgewicht keinen Wert legt, im Gegenteil durch reichlichen Einbau von Zement das Schiffsgewicht künstlich erhöht.

Der wasserdichten Unterteilung des Schiffsraums kommt beim Betonschiff zugute, daß jede eingebaute Zwischenwand von Haus aus wasserdicht ist, während im Eisenschiff hierauf in Konstruktion und Ausführung besonders Rücksicht genommen werden muß.

Vom wirtschaftlichen Standpunkt muß, damit ein Betonschiff mit einem Eisenschiff konkurrieren kann, der Anschaffungswert geringer sein, und das Eigengewicht muß noch eine gute Rentabilität im Betrieb sichern. Der geringere Gestehungspreis des Betonschiffes dürfte jetzt schon allgemein als zutreffend erkannt sein. Daten hierüber sind in der Literatur vorhanden und sind zu sammeln. Die Faktoren, welche den Preis eines

Betonschiffskörpers ausmachen, sind bei weitem nicht so vielseitig und kompliziert zu bestimmen als beim Eisenschiff; es ist dies eine Analogie zu seinem Bauvorgang.

Um einen rentablen Schiffskörper zu erhalten, muß man durch Beschränkung der Schiffslänge das Biegemoment zu verringern trachten; sodann muß man bemüht sein, durch Wahl großer Seitenhöhe des Widerstandsmoment des Querschnitts möglichst zu vergrößern. Durch das Zusammenwirken dieser beiden Maßnahmen wird man Biegeanstrengungen von beschränkter Größe erzielen, die es gestatten, mit den Materialabmessungen haushälterischer zu verfahren.

Die so entstehenden Schiffskörper sind infolge ihrer gedungenen Form für hohe Fahrtgeschwindigkeiten nicht geeignet. Schnelldampfer, schnelle Frachtdampfer — selbstverständlich alle aktiven Kriegsschiffe — scheiden daher für den Betonschiffbau aus. Es erscheint mir aber nicht zweifelhaft, daß man unter Einhaltung der gegebenen natürlichen Grenzen auch recht bedeutende Frachtschiffe aus Beton erbauen können.

Im Flußschiffbau wird das Längsbiegemoment weniger durch die Wellenbildung als vielmehr durch die Ungleichmäßigkeit der Beladung bedingt und ist vergleichsweise niedriger als im Seeschiffbau. Dieser Umstand ermöglicht auch im Flußschiffbau trotz der dort üblichen großen Schiffslängen bei sehr beschränkter Seitenhöhe die Anwendung des Eisenbetons.

Ein weiteres Gebiet, für das der Eisenbeton sehr geeignet erscheint, ist der Bau von Schwimmdocks. Hier spielt das Eigengewicht keine so ausschlaggebende Rolle, die auftretenden Kräfte können genau bestimmt und aufgenommen werden.

Wenn auch der Betonschiffbau schon lange vor dem Kriege ausgeübt wurde, so ist doch erst infolge des Krieges ein Aufschwung erfolgt, der

eine wirkliche Industrie hervorgebracht hat. Diese hat zwar erst im Auslande praktische Erfolge aufzuweisen, jedoch haben gerade im letzten Jahr auch in Deutschland die Eisenbetonfirmen Fortschritte zu verzeichnen.

Wir sind leider nicht in der Lage, unsere Nachrichten über die Schiffbauten des Auslandes lückenlos zu ergänzen, und sind auf die Nachrichten angewiesen, die uns durch Veröffentlichungen und Zeitungsberichte zufließen. Gerade im letzten Halbjahr sind in der ausländischen technischen Literatur mehrere ernste Arbeiten erschienen, deren Studium wertvoll ist.

An Schiffen mit eigenem motorischen Antrieb sind vor allem drei Ausführungen bekannt geworden. Das Motorschiff „Namsenfjord“ von 300 t Ladefähigkeit, das Motorschiff „Stier“ von 600 t Ladefähigkeit und das Motorschiff „Faith“ mit über 1000 t Tragfähigkeit. Nachrichten über die im Bau befindlichen Schiffe liegen zahlreich vor und fast aus allen Seefahrt treibenden Ländern.

In Deutschland hat sich etwa ein Dutzend Eisenbetonfirmen zur Aufnahme des Eisenbetonschiffbaues entschlossen. Die meisten von ihnen sind indes über Vorarbeiten noch nicht hinausgekommen. Es liegt dies daran, daß die Gelegenheit, Betonschiffe zu bauen, noch nicht sehr groß ist, da sich fast alle Behörden und Reedereien abwartend verhalten. Von besonderem Interesse sind drei in Ausführung befindliche Objekte. Das erste betrifft einen Kohlenprahm für die Kaiserliche Marine von 350 t Tragfähigkeit, das zweite sind zwei Donauwarenschlepps von je etwa 640 t Tragfähigkeit, und das dritte betrifft ein Schwimmdock von 6000 t Tragfähigkeit für die A.-G. Weser. Diese drei Bauten werden je nach ihren Erfolgen von erheblicher Bedeutung für die weitere Entwicklung des Betonschiffbaues bei uns in Deutschland sein.

ÜBER DEN SICHERHEITSGRAD VON BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE AUF ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Unter Zugrundelegung der Versuche von C. BACH und O. GRAF.

(Forschungsarbeiten Heft 166—169.)

Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde.

(Fortsetzung von S. 137.)

2. Der Kern des Querschnitts bei verschiedener Belastung.

Die Lage der exzentrisch angreifenden Kraft umzeichnet den Kern des Querschnitts, für welche die Spannungsnullinie den Querschnitt berührt. Zugspannungen treten also nicht auf. Die Exzentrizität e legt die Lage der Kernlinie fest, die ihren Ausdruck durch die Gleichung

$$h - e = \frac{J_n}{S_n} = \frac{B \left\{ h^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} \right) \right\}}{B \left\{ h^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{a \cdot \epsilon_1}{3} \right) \right\}}$$

$$e = \frac{h(2 - a \cdot \epsilon_1)}{6 - 4 a \cdot \epsilon_1} \dots \dots \dots (10)$$

erhält.

Die Größe des Kernes ändert sich mit der Randdehnung ϵ_1 , also mit der Belastungsgröße

und fällt bei $\varepsilon_1 = 0$ im spannungslosen Zustand, mit derjenigen für das gradlinige Spannungsgesetz zusammen. Bei der Höchstbelastung für $\varepsilon_1 = 2a$ wird $e = 0,375 h$, der Kern wird bei höherer

dessen Größtwer nach dem Spannungsgesetz für $\varepsilon_2 = \frac{1}{2b}$ auftritt. Nach Gleichung (1) und (2) weiter oben wird die Lage der Nulllinie* bestimmt durch

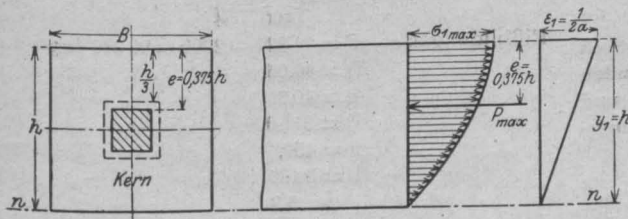


Fig. 14.

Beanspruchung kleiner. Die Höchstbelastung ist gleich:

$$P_{\max} = \frac{E_0}{q} \cdot S_n$$

$$= \frac{E_0}{q} \cdot B \cdot y_1^2 \left\{ \frac{1}{2} (1-i^2) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} i^3 \right) \right\}$$

$$= \frac{311\,000 \cdot 40 \cdot 40}{2 \cdot 450} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \right)$$

$$= 184\,300 \text{ kg.}$$

3. Der wirksame Querschnitt für den Zustand des Bruches.

Die Versuche lehren, daß mit zunehmender Belastung die Risse größer werden, daß gewissermaßen die Längsfasern an der Zugseite abreißen, sobald ihre Zugfestigkeit erreicht ist. Dementsprechend schreitet die Rißbildung solange fort, bis durch Erschöpfung der Festigkeit des Betons an der Druckseite der Bruch des Körpers erfolgt.

Die Druckspannungen des Betons erreichen nach S. 19 für

$$\varepsilon_d = \frac{1}{2a}$$

$$\sigma_{d\max} = 311\,000 \cdot \varepsilon_d (1 - a \cdot \varepsilon_1)$$

mit $\sigma_{d\max} = 172,6 \text{ kg/cm}^2$ ihren Höchstwert, und es liegt die vorläufige Vermutung nahe, die sich später bestätigen wird, daß auch die Zugfestigkeit des Betons den Wert erlangt, der sich für

$\varepsilon_z = \frac{1}{2b}$ aus dem Spannungsgesetz für die Zugfestigkeit der Betonprismen

$$\sigma_z = 311\,000 \cdot \varepsilon_z (1 - 3130 \cdot \varepsilon_z)$$

nach Seite 17 zu

$$\sigma_{z\max} = 24,9 \text{ kg/cm}^2$$

ergibt; zwar liefern die Versuche für die mittlere Zugfestigkeit, deren Durchführung infolge der großen Schwierigkeit, die Zugkraft genau achsial angreifen zu lassen, praktisch besonders schwer zu erzielen ist, nur den Wert von

$$17,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Rißbildung entsteht durch Überwindung der Betonfestigkeit an der Zugseite des Körpers,

$$y_1 - e = \frac{J_n}{S_n} =$$

$$B \left\{ y_1^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{4} \right) + y_2^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{b \cdot \varepsilon_2}{4} \right) \right\}$$

$$B \left\{ y_1^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} \right) - y_2^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{b \cdot \varepsilon_2}{3} \right) \right\}$$

$$\text{und für } \varepsilon_2 = \frac{1}{2b}$$

$$\text{und } y_2 = \frac{y_1 \cdot \varepsilon_2}{\varepsilon_1} = y_1 \cdot \frac{1}{2b \cdot \varepsilon_1}$$

$$\text{wird } y_1 - e = \frac{y_1 \left\{ \frac{1}{3} - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{4} + \frac{5}{192 \cdot b^3 \cdot \varepsilon_1^3} \right\}}{\frac{1}{2} - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} - \frac{1}{12 \cdot b^2 \cdot \varepsilon_1^2}} \quad (10)$$

(Siehe Figur 15.)

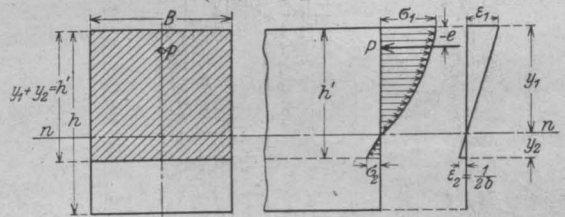


Fig. 15.

Die Höhe des wirksamen Querschnittes $h' = y_1 + y_2$. Die Rißlänge $= h - h'$.

Wird der Bruchzustand der unbewehrten Betonkörper infolge gleichzeitigen Erreichens ihrer Festigkeiten an der Druck- und Zugseite herbeigeführt, dann liegt eine bestimmte Exzentrizität des Kraftangriffes vor. Die Lage der Spannungsnullinie ist bedingt durch

$$i = \frac{y_2}{y_1} = \frac{a}{b}$$

Die Exzentrizität e des wirksamen Querschnittes wird nach Gleichung (10)

$$e' = \frac{5i^2 + 3i - 3}{8(1-i)^2}$$

$$\text{und für } i = \frac{a}{b} = \frac{450}{3130} = 0,144,$$

$$e' = -0,315 h \dots \dots \dots (11)$$

und die Höhe des wirksamen Querschnittes

$$h' = \frac{e}{e'} \dots \dots \dots (12)$$

Die Höchstbelastung P erhält für diesen Bruchzustand die Größe nach Gleichung (7)

$$P = E_0 \cdot \varepsilon_1 \cdot B \cdot y_1 \cdot \left\{ \frac{1}{2} (1-i^2) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} \left(1 - \frac{b}{a} i^3 \right) \right\}$$

$$= E_0 \cdot \varepsilon_1 \cdot B \cdot y_1 \cdot \frac{1}{3} (1-i^2) = \frac{E_0}{6a} \cdot B \cdot (1-i),$$

$$\frac{P = 98,60 \cdot B}{h' = h = 1.} \dots \dots \dots (13)$$

für

Für $h = 40$ cm und $b = 40$ cm beträgt die Exzentrizität des Kraftangriffes

$$20 - 0,315 \cdot 40 = 7,4 \text{ cm}$$

und die Höchstbelastung

$$P_{\max} = 98,60 \cdot 40 \cdot 40 \text{ kg} \\ = 157\,760 \text{ kg.}$$

4. Vergleichende Zusammenstellung der analytisch ermittelten und aus den Versuchen sich ergebenden Werte für die Lage der Spannungsnullinie und Betonspannungen bei den verschiedenen Belastungsstufen.

Die unbewehrten Betonkörper nach Fig. 14 wurden exzentrisch mit sich steigenden, immer mit der kleinen Anfangsbelastung wieder beginnenden Druck belastet

nungsgesetzes gegenübergestellt, welche wie folgt berechnet worden sind.

Nach Tabelle 4 ist:

Abstand der exzentrischen Belastung P vom Schwerpunkt = 100 mm; also

$$-e = \frac{100}{400} = \frac{1}{4}.$$

Rißbildungslast $P = 94\,330 - 2000 = 92\,330 \text{ kg,}$

$$B = 40,05,$$

$$h = 40,3,$$

$$E = 311\,000,$$

$$a = 450,$$

$$b = 3\,130,$$

$$\epsilon_1 = \frac{5,8}{10\,000}.$$

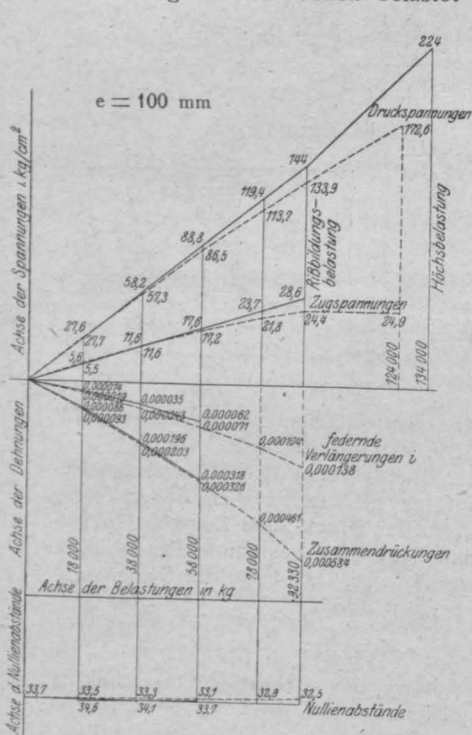


Fig. 16.

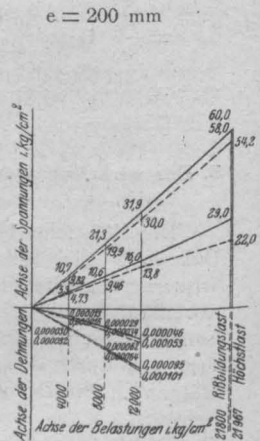
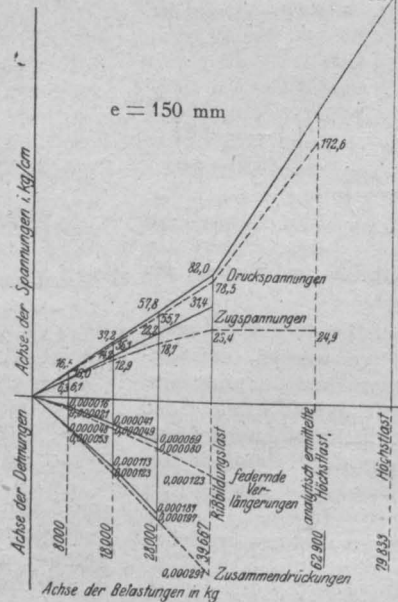


Fig. 17.

$$\text{Nach Gl. (4) } i' = \frac{1 - 3 \cdot \frac{1}{4}}{2 - 3 \cdot \frac{1}{4}} = 0,2.$$

Tabelle 4.

Sechsfache Sicherheit gegen Rissebildung:
Zulässige Spannungen und vorhandene
Sicherheitsgrade gegen Bruch.

Kraftangriff	e = 10	e = 15	e = 20 cm
zulässige Belastung in kg	15 000	6700	3700
zul. Druckspannung in kg/cm²	23,1	13,3	9,0
zul. Zugspannung in kg/cm²	4,7	5,1	4,3
Sicherheitsgrad gegen Bruch	8,7	12,1	6,05

und an ihren Zug- und Druckseiten die gesamten, bleibenden und federnden Dehnungen festgestellt. Die Versuchsergebnisse mit dem exzentrischen Kraftangriff $e = 100, 150$ und 200 mm sind in den Tabellen 25, 26 und 27 niedergelegt und in 28 die unter Zugrundelegung des Hookschen Spannungsgesetzes ermittelten Betonspannungen, die sich für die Rißbildungs- und Höchstbelastungen ergeben, zusammengestellt.

In den nebenstehenden graphischen Auftragsungen (Fig. 16 und 17) befinden sich diesen Ergebnissen die analytisch ermittelten Werte unter Berücksichtigung des parabolischen Span-

Nach Gl. (5)

$$\Delta i = \frac{\varepsilon_1 \cdot \frac{450}{3} \left(1 - \frac{3130}{450} \cdot 0,2^3\right) \left[1 - \frac{1}{4} (1 + 0,2)\right] - \frac{\varepsilon_1 \cdot 450}{4} \left(1 + \frac{3130}{450} \cdot 0,2^4\right)}{-\frac{1}{4} \left\{ \frac{1}{2} (1 - 0,2^2) - \frac{\varepsilon_1 \cdot 450}{3} \left(1 - \frac{3130}{450} \cdot 0,2^3\right) \right\} - 0,2 \left[1 - \frac{1}{4}\right] [1 + 0,2] (1 - 0,2 \cdot 3130 \cdot \varepsilon_1)}$$

$$= \frac{-14,6 \varepsilon_1}{148,1 \cdot \varepsilon_1 - 0,30} = \frac{-14,6}{148,1 - \frac{0,30 \cdot 10\,000}{5,8}} = 0,040.$$

$$i = 0,2 + 0,040 = 0,240,$$

$$y_1 = \frac{h}{1+i} = \frac{40,3}{1,24} = 32,5 \text{ cm},$$

nach Gl. (7): $E_0 \cdot \varepsilon_1 =$

$$\frac{92\,330}{40,05 \cdot 32,5 \left\{ \frac{1}{2} (1 - 0,24^2) - \frac{450 \cdot 5,8}{3 \cdot 10\,000} \left(1 - \frac{3 \cdot 130}{450} \cdot 0,24\right) \right\}},$$

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = 181,9,$$

$$\varepsilon_1 = \frac{181,9}{311\,000} = \frac{5,85}{10\,000},$$

$$\varepsilon_2 = i \cdot \varepsilon_1 = \frac{0,24 \cdot 5,85}{10\,000} = \frac{1,4}{10\,000},$$

$$\sigma_d = \frac{311\,000 \cdot 5,85}{10\,000} \left(1 - \frac{450 \cdot 5,85}{10\,000}\right) = 133,9 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_z = \frac{311\,000 \cdot 1,40}{10\,000} \left(1 - \frac{3130 \cdot 1,40}{10\,000}\right) = 24,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Prüfung dient die Gleichung: $P(y_1 - e) = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_1}{y_1} \cdot J_n$

$$92\,330 (32,5 - 10) = \frac{311\,000 \cdot 5,85}{10\,000 \cdot 32,5} \cdot 40,05 \cdot 32,5^3 \left\{ \frac{1}{3} (1 + 0,24^3) - \frac{450 \cdot 5,85}{4 \cdot 10\,000} \left(1 + \frac{3130}{450} \cdot 0,24^4\right) \right\}$$

$$20,77 \text{ mt} = 20,63 \text{ mt}.$$

Wird die Reißbelastung bis zur Höchstbelastung gesteigert, dann werden die Querrisse größer und der wirksame Querschnitt kleiner. Nach Gl. (12) Seite 42 ist die Höhe des wirksamen Querschnittes gleich:

$$h' = \frac{e}{e'} = \frac{10 \text{ cm}}{0,315} = 31,7 \text{ cm},$$

$$y_1 = \frac{h}{1+i} = \frac{31,7}{1+0,144} = 27,7 \text{ cm},$$

$$y_2 = 31,7 - 27,7 = 4,0 \text{ cm}.$$

Die Bruchbelastung nach Gl. (13) Seite 42

$$P = 98,60 \cdot B \cdot h' = 98,60 \cdot 40,05 \cdot 31,7, \\ = 124\,000 \text{ kg},$$

ein Wert der dem Mittelwert von 136 000 kg sehr nahe kommt.

Für den exzentrischen Kraftangriff $e = 150 \text{ mm}$ wird die Höhe des wirksamen Querschnittes

$$h' = \frac{20 - 15}{0,315} = 15,9 \text{ cm},$$

$$y_1 = \frac{15,9}{1,144} = 13,9 \text{ cm},$$

$$y_2 = 2,0 \text{ cm}.$$

Die Bruchbelastung ergibt

$$P = 98,60 \cdot 40,1 \cdot 15,9 = 62\,900 \text{ kg},$$

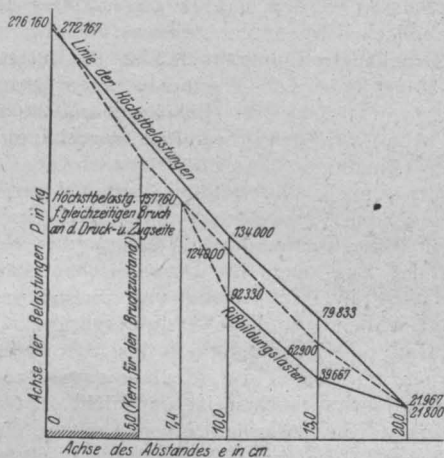


Fig. 18.

welche dem Mittelwert aus den Versuchsergebnissen 79 833 kg gegenüber zu stellen ist.

Wie vorstehend an einem Beispiele gezeigt sind für die auf exzentrischen Druck beanspruchten unbewehrten Betonkörper mit $e = 10, 15$ und 20 cm analytisch die Lage der Nulllinie, die Betonspannungen und Dehnungen an der Druck- und Zugseite ermittelt. Um aus der Gegenüberstellung der Rechnungswerte und der Versuchsergebnisse, die sich bei den verschiedenen Belastungen ergeben haben, beweiskräftige Schlussfolgerungen ziehen zu können, sind für den exzentrischen Kraftangriff $e = 10 \text{ cm}$ (Fig. 16) die Spannungen, Dehnungen und die Lage der Spannungsnulllinie für die bei den Versuchen gewählten Belastungen graphisch aufgetragen. Fig. 17 zeigt die Spannungen und Dehnungen für den exzentrischen Kraftangriff $e = 15$ und 20 cm und nach Darstellung Fig. 18 sind die durch Versuche erzielten und durch die statische Berechnung sich ergebenden Reißbildungs- und Höchstbelastungen für

- $e = 0,$
- $e = 7,4,$
- $e = 10,0,$
- $e = 15,0$ und
- $e = 20,0 \text{ cm}$

graphisch aufgetragen.

Schlußfolgerungen.

Aus den graphischen Auftragungen auf Blatt 6 und 7 ist eine gute Übereinstimmung zwischen den federnden Dehnungen an der Druck- und Zugseite, wie sie sich aus den Versuchen und der aufgestellten statischen Berechnung ergeben haben, klar zu erkennen. Aus dieser Feststellung kann geschlossen werden, daß die Zugrundelegung des parabolischen Spannungsgesetzes nach Blatt 4 bis zur Druckanstrengung von $86,5 \text{ kg/cm}^2$ (Belastungsfall 58 000 kg, $e = 10 \text{ cm}$) und bis zur Zuganstrengung von $18,7 \text{ kg/cm}^2$ (Belastungsfall 28 000 kg, $e = 15 \text{ cm}$) für den gewählten Berechnungswert unter Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes nach eingetretener Formänderung den vorliegenden Versuchsergebnissen gut entspricht. Auch das gesetzmäßige Wandern der Nulllinie von der Zug- nach der Druckseite bei stärkerer Belastung in ihrer Größe und ihrem Sinn ist kennzeichnend für diese Schlußfolgerung.

Daß die Druckfestigkeit des Betons für die Körper im Sinne des Spannungsgesetzes bei $172,6 \text{ kg/cm}^2$ zu suchen ist und nicht die Würfelfestigkeit von 225 kg/cm^2 erreicht, haben die Versuchsergebnisse aus der zentrischen Belastung des Betonkörpers ergeben.

Als Zugfestigkeit des Betons dagegen ist nicht der Mittelwert $17,4 \text{ kg/cm}^2$ für die Prismenzugfestigkeit anzusehen, sondern sie wird den Größtwert von $24,9 \text{ kg/cm}^2$ nach dem Spannungsgesetz erreichen. Versuche und Rechnung erzielten in guter Übereinstimmung die Zuganstrengung von $18,7 \text{ kg/cm}^2$ für $e = 15 \text{ cm}$ bei der Belastung von 28 000 kg, während die Rißbildungslast erst mit 39 667 kg gefunden werden konnte.

Die Berechnung der Zuganstrengung beim Erreichen der Rißbildungslast selbst lieferte für $e = 10, 15$ und 20 cm die Werte von 22,0, 23,4 und $24,4 \text{ kg/cm}^2$, die fast dem Größtwert der Zugfestigkeit nach dem Spannungsgesetz gleich kommt.

Es kann aus den vorliegenden Versuchsergebnissen für die auf zentrischen und exzentrischen Druck beanspruchten unbewehrten Be-

tonkörper die Gültigkeit der Spannungsgesetze nach der graphischen Darstellung 4 bis zum Bruch gefolgert werden, die auch durch die gute Übereinstimmung der Höchstbelastungen nach den Versuchen und der Berechnung, dargestellt in Skizze 8, bestätigt wird.

Wertvolles Material über das elastische Verhalten des Betons der auf Achsialdruck und Biegung beanspruchten Körper werden die Versuche mit exzentrischem Kraftangriff $e = 7,4 \text{ cm}$ und $e = 5,0 \text{ cm}$ Kerngrenze ergeben; im ersten Belastungsfall erfolgt der Bruch durch gleichzeitiges Überschreiten der Betonfestigkeiten an der Druck- und Zugseite und im zweiten Fall treten nur Druckspannungen im Querschnitt auf. Nach der graphischen Darstellung 8 würden sich solche Versuchsergebnisse mit den statisch ermittelten Höchstlasten decken. Da für diese vorgeschlagenen Belastungsfälle keine Rißbildung vor dem Bruch eintritt, sind auch die Randdehnungen bei höheren Anstrengungen zu messen und die Lage der Nulllinie in der Nähe der Bruchbelastung sicher festzustellen.

Im Anschluß an diese Folgerungen ist über den Sicherheitsgrad der unbewehrten Betonkörper, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht werden, zu sagen, daß für das für die Versuche gewählte Mischungsverhältnis des Betons bei zentrischer Belastung bei zehnfacher Sicherheit, z. B. nicht $\frac{1}{10}$ der Würfelfestigkeit, sondern $\frac{1}{10} \times 172,6 = 17,26 \text{ kg/cm}^2$ gewählt werden muß; für den exzentrischen Kraftangriff ergibt sich gegen den Bruch ein ganz anderer Sicherheitsgrad als gegen die Rissebildung, den Beginn der Zerstörung. Soll gegen letztere z. B. eine fünffache Sicherheit gewährleistet werden, dann dürfen nach der Zusammenstellung auf Skizze 8a im Mittel $4,7 \text{ kg/cm}^2$ Zugspannungen zugelassen werden und die Sicherheit gegen Bruch wäre für

$e = 10 \text{ cm}$ 8,7 fache,

$e = 15$ „ 12,1 „

$e = 20,0$ 6,05 „

(Fortsetzung folgt.)

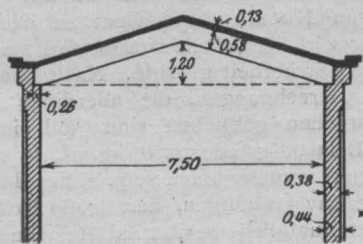
UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

18. Einsturz eines Eisenbetondaches.

Ein Werkstattegebäude von 7,5 m Lichtweite hatte ein Eisenbeton-Satteldach von 1,20 m Stich erhalten. Drei Binder von $58 \cdot 30 \text{ cm}$ Querschnitt in rd. 5 m Abstand voneinander trugen eine Hohlsteindecke, die 8 cm stark war und eine Betondeckschicht von 5 cm Dicke erhalten hatte. Die Binder griffen 26 cm tief in das Mauerwerk der Seitenwände ein; diese waren 38 cm stark und

hatten unter den Bindern einen Vorsprung von 6 cm Stärke und 90 cm Breite erhalten. Der Bau wurde durch einen Unternehmer ausgeführt, der die Eisenbetonarbeiten wiederum einem andern Baugeschäft übertragen hatte. Letzteres hatte eine Berechnung der Dachbinder geliefert, die auch bauamtlich geprüft war. Darin waren die Binder als wagerechte frei aufliegende Balken auf zwei Stützen berechnet, ohne daß der wagerechte Schub

der infolge der geknickten Form eintreten mußte, berücksichtigt war, auch war keine biegungsfeste Ausbildung des Scheitels vorgesehen. Betoniert wurde das Dach vom 10. bis 21. Mai. Nach den ministeriellen Vorschriften hätten die Binder drei Wochen, also bis zum 11. Juni in der Schalung stehen, die Notstützen sogar weiter bis zum 25. Juni bleiben müssen. Die Schalung einschließlich der Notstützen ist aber schon am 7. Juni beseitigt.



Etwa eine halbe Stunde nach dem Entfernen der Stützen fing das Dach an einzustürzen. Glücklicherweise wurde dies rechtzeitig bemerkt, so daß alle Arbeiter sich in Sicherheit bringen konnten und niemand verletzt wurde. Die Dachbinder waren im Scheitel vollständig zertrümmert; der Beton war feucht und wies erhebliche Hohlräume auf, auch war er noch nicht völlig erhärtet. Die Umfassungswände waren bis zu 15 cm weit nach außen gedrückt, so daß der Bau größtenteils abgetragen werden mußte. Beide beteiligten Unternehmer haben sich bereit erklärt, den Schaden gemeinsam zu tragen. L.-M.

19. Einsturz einer Hallendecke.

Bei der Erweiterung eines Heilstättengebäudes wurde eine eingeschossige Halle von 8,30 m Länge und 8,20 m Breite ausgeführt, darüber eine Eisenbetondecke. Zwei Plattenbalken von 50 cm Höhe und 30 cm Breite überspannten die Öffnung von 8,20 m Lichtweite, dazwischen waren Eisenbetonplatten von 10 cm Stärke eingespannt. Auf der Halle sollten sich einzelne Kranke nebst ihren Pflegern im Freien aufhalten, daher wurde es als ausreichend erachtet, mit einer Nutzlast von nur 250 kg/m² zu rechnen. Ausgeführt wurde der Bau durch eine Berliner Firma unter der Oberleitung des Architekten A. und unter Aufsicht des Poliers B.; für die Ausführung der Eisenbetonarbeiten wurde noch ein in diesem Fache Sachverständiger C. aus Berlin gesandt; dieser ist später zum Heeresdienst eingezogen worden. Der Kies stand kostenlos in einer benachbarten Grube zur Verfügung, war aber lehmhaltig und mit Wurzelfasern durchsetzt, der Zement entstammte zwar einem namhaften Werke, band aber nur äußerst langsam ab; A. behauptet, seiner Firma während des Baues dies gemeldet zu haben; Abhilfe

wurde nicht geschaffen. Die Decke wurde im August unter der Leitung von C. betoniert. An einem Sonnabend nachmittag wurde begonnen, Sonntag ruhte der Bau, Montag wurden die Rund-eisen verlegt, Dienstag wurde der obere Beton eingebracht. Drei bis vier Tage später wurde die fertige Decke mit Rüstbrettern belegt und ein Verkehrsweg darüber eröffnet; Ende September wurde über die Decke gekarrt, eine Betonmischbühne wurde darauf errichtet und an zwei Seiten ein Putzgerüst aufgestellt, von dem aus die benachbarten Bauteile, die mehrere Stockwerke hoch waren, von außen geputzt wurden. Ende November wurde die Schalung mit Ausnahme der unter den Eisenbetonbalken stehenden bleibenden Notstützen beseitigt; d. h. wirklich unberührt blieben nur die Stützen in der Mitte der Balken, an den Seiten wurden sie zeitweilig weggenommen, aber danach wieder und zwar auf Keile gesetzt. Unter den Mittelstützen lagen Bretter aber keine Keile. A. hatte ausdrücklich angeordnet, daß die Notstützen nicht entfernt werden dürften, solange das Putzgerüst auf der Decke stand; infolge eines Mißverständnisses geschah dies doch am 8. Dezember, weil der Fußbodenestrich der Halle hergestellt werden sollte. Die seitlichen Stützen waren leicht zu beseitigen, die in der Mitte stehenden dagegen erst nach Anwendung kräftiger Schläge. Eine halbe Stunde später stürzte die Decke plötzlich ein; von den in der Halle befindlichen Personen wurden zwei erschlagen und vier mehr oder weniger schwer verletzt; die auf der Decke stehenden Leute kamen mit dem Schrecken davon. Die sofort angestellte Untersuchung ergab, daß die Eisenbetonbalken nur eine Höhe von 46 cm gehabt hatten anstatt der vorgeschriebenen 50 cm; die Zügeisen waren unregelmäßig verlegt, sie lagen auch zum Teil zu hoch und hatten bei dem einen der beiden Balken an den Enden keine Haken, sie haben sich daher hier aus dem Auflager glatt herausgezogen. Die Bügel reichten nicht weit genug in die Platte hinein, die Deckenplatte hatte sich daher vollständig von den Balken abgeschoben. Der Beton hatte sich von den Eisen gelöst, es fanden sich große Steinester darin, reine Zementstellen, lehmige und sandige Teile, auch Stroh- und Schilfteile. Man munkelte, daß die den Beton mischenden Frauen einen Sack von pulverförmigem gelöschten Kalk an Stelle von Zement verarbeitet hätten. Das Materialprüfungsamt Lichterfelde fand nach den eingereichten Betonproben, daß die vorgeschriebene Mischung 1:6 offenbar innegehalten war, die aus dem Beton hergestellten Probewürfel wiesen aber eine durchschnittliche Festigkeit von 80 kg/cm² (im Höchst-falle 114 kg/cm²) auf, der nachträglich zur Prüfung vorgelegte Zement erreichte mit 204 kg/cm² die Normenfestigkeit nicht. Der gerichtliche Sach-

verständige wies nach, daß unter der zur Zeit des Einsturzes auf der Decke ruhenden Last (Putzgerüst usw.) die Druckfestigkeit des mangelhaften Betons noch ausgereicht hätte, daß aber die Scher- und Haftfestigkeit überschritten sei; daraus erklärt sich, daß die Eisen beim Einsturz herausgezogen waren, umso mehr, da sie an den Enden zum Teil keine Haken hatten; dazu kam die Unzulänglichkeit der Bügel. Angeschuldigt wurde der Bauleitende A. Der Sachverständige gab ihm schuld, durch mangelhafte Aufsicht den schlechten Zustand der Decke mitverschuldet zu haben, für Verwendung des schlechten Zementes sei er dagegen unter den vorliegenden Umständen nicht haftbar zu machen; da er außerdem ausdrücklich untersagt hätte, die Notstützen zu entfernen, solange das Putzgerüst auf der Decke stand, könne ihm die eigentliche Schuld an dem Tode der Verunglückten nicht zur Last gelegt werden. A. hob dagegen hervor, daß er nur die Oberleitung des Baues gehabt habe; es sei Sache des hochbezahlten Poliers B. gewesen, sich um die Einzelheiten bei der Betonierung zu kümmern. Durch Beschluß des Landgerichts ist A. wegen mangelnden Beweises außer Verfolgung gesetzt worden.

L. M.

20. Einsturz einer Lagerhausdecke.

Ein großstädtisches Fabrikgebäude hatte einen neuen Anbau erhalten; der davon hier in Betracht kommende Teil war ein Bau von etwa 14 m Länge und 8 m Tiefe, der sich mit seiner Rückseite an ein bebautes Nachbargrundstück anlehnte. Er enthielt Keller, fünf Geschosse und ein Dachgeschoß, war in Eisenbeton erbaut und im März oder April bezogen. Im Keller waren Lagerräume, im Erdgeschoß eine Schleiferei, darüber der Reihe nach eine Dreherei, eine Fräserei, eine Kantine, ein technisches Bureau und im Dachgeschoß ein Lagerraum für fertige Maschinenteile (meistens in Kisten). Anfang Juli, 9 $\frac{1}{4}$ Uhr vormittags, stürzte die unter dem Dachraum befindliche Decke (von 7,54 m Lichtweite) auf etwa 9 m Länge ein und durchschlug sämtliche darunterliegenden Decken, so daß man vom Keller bis unter das Dach sehen konnte. Fünf Personen wurden erschlagen, fünf andere mehr oder weniger schwer verletzt. Es war eine Kahneisendecke; in je 3,025 m Abstand lagen Balken von 25 cm Stärke und 45 cm Höhe, dazwischen war eine 10 cm starke Eisenbetondecke eingespannt. Zwei Balken und drei Felder waren eingestürzt; an einer Seite bildete eine Dehnungsfuge die Grenze des Einsturzes. Der Vorsteher des technischen Bureaus, das sich, wie gesagt, dicht unter dem Dachraum befand, will beobachtet haben, daß zunächst eine heftige Erschütterung der Decke stattfand, als ob ein schwerer Gegenstand umgefallen sei und daß sich darauf einer der Deckenbalken in der Rück-

wand des Gebäudes löste und mit diesem Ende zuerst herunterkam; das war der Anfang der gewaltigen Zerstörung des ganzen Gebäudes. Es hieß allgemein, die Decke sei überlastet gewesen. Sie war vom ausführenden Architekten auf 850 kg/m² Gesamtlast berechnet (250 Eigengewicht, 400 Nutzlast, 200 Erschütterungszuschlag), während ursprünglich 1000 kg/m² Gesamtlast vorgesehen war. Im Betriebe scheint man mit 1000 kg/m² Nutzlast gerechnet zu haben; dazu kam der verhängnisvolle Irrtum, daß man an eine fünffache Sicherheit glaubte. Nach später angestellten Berechnungen, die allerdings nicht unwidersprochen geblieben sind, soll eine stellenweise Belastung von 2850 kg/m², ja sogar bis 5400 kg/m² vorgekommen sein. Einer der gerichtlichen Sachverständigen, der große Erfahrung in Eisenbetonunfällen besitzt, klärte den Vorgang folgendermaßen auf: Die Eisenbetonbalken waren an der Rückwand des Hauses auf eine etwa 2 cm starke Unterlage von Sackgewebe gelegt, da man sich hiervon eine schalldämpfende Wirkung versprach; das Gewebe war bereits vermodert. Solange die Balken in der Schalung standen, kamen sie nicht zum Aufliegen, sie schwebten mit ihren Enden auf dem Gewebe. Auch seitlich waren die Balkenenden durch ähnliche Einlagen vom umgebenden Mauerwerk getrennt. Über den Balken der eingestürzten Decke standen die Dachbinder, die rahmenartig ausgebildet waren; die senkrechten Stiele der Binder ruhten auf den Balkenenden und waren durch eingelegte rechtwinklige Eiseneinlagen mit ihnen in Verbindung gebracht. Die aufgehenden Stiele waren mit dem umgebenden aufgehenden Mauerwerk durch Verzahnung fest verbunden. Das Ergebnis dieser Anordnung war, daß die Balkenenden nach der Ausschalung tatsächlich an den senkrechten Stielen der Dachbinder hingen. Der Sachverständige hat einwandfrei festgestellt, welcher der Balken zuerst nachgegeben hat. Infolge der Belastung der Decke (dazu war kaum eine Überlastung erforderlich) riß der auf Zug beanspruchte Beton an der Verbindungsstelle vom Balkenende und Dachbinder, und der Balken fiel auf die darunter liegenden Gewebereste; dadurch erklärt sich der dumpfe Schlag, den einige Leute gehört hatten. Gleichzeitig rissen sich die umgebenden Eisen aus dem Balkenende heraus und leiteten dadurch eine Zermürbung im aufliegenden Teil des Balkens ein. Der Balken hat sich an diesem Ende zuerst gesenkt; auch dies ist, wie eingangs berichtet, beobachtet worden. Alles andere war die Folge dieses Vorganges. Der Sachverständige erklärte das Ganze für ein unglückseliges Zusammentreffen einer Reihe technischer Maßnahmen, von denen jede für sich nicht als schuldhafter Verstoß angesehen werden könne. Angeschuldigt wurden der von der Firma angestellte

Architekt, da er unrichtige Angaben über die zulässige Nutzlast gemacht haben sollte; er ist inzwischen zum Militär eingezogen; weiter der Direktor und der Betriebsleiter. Außerdem kam die Schuldfrage noch für zwei Lagerverwalter in Betracht, von denen der eine jetzt beim Militär ist; der andere ist bereits gefallen. Der Betriebs-

leiter ist inzwischen außer Verfolgung gesetzt worden; das gerichtliche Verfahren ruht augenblicklich. Die der Firma durch den Wiederaufbau der eingestürzten Bauteile entstandenen Kosten sind ihr von der Unternehmerfirma vollständig ersetzt worden.

L. M.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen. Betonversuche.

Hochwertige und minderwertige Zemente. Während die Erörterung über hochwertige Zemente zunächst ruht, taucht in Österreich der Vorschlag auf, Portlandzement für weniger beanspruchte Bauteile durch Beimengung von gemahlenem Gestein zu strecken. Mit Recht wird der Vorschlag als bedenklich bezeichnet und gefragt, ob man nicht durch Anwendung geeigneter Mischungsverhältnisse den gleichen Zweck besser erreichen könne. [Vgl. auch: Die teilweise Ersetzung des P.-Z. durch Traß in Arm. Beton 1917. Heft 8.] Der Betonbau 1918. Heft 6.

Gewinnung von Kali aus Zementöfen in Amerika. Das in Amerika infolge des Krieges fehlende deutsche natürliche Kalisalz sucht man durch künstliches zu ersetzen, das in bereits beachtlichen Mengen durch das Cottrell-Verfahren bei der Zementfabrikation als Nebenerzeugnis gewonnen wird. Durch dieses Staubbiederschlag-Verfahren wird das in der Hitze aus den Zementrohstoffen verflüchtigte Kali zum Teil wiedergewonnen. In Deutschland hat die Zementfabrik Heidelberg diese Möglichkeiten ebenfalls ausgenutzt. Weitere Mitteilungen Tonind.-Ztg. 1918. Nr. 69.

Mauersteine aus gebranntem Ton und Zement. In Amerika hat man die Drehrohröfen von Zementwerken zur Brennung von Ton verwendet, der im Verein mit Kies oder Sand und Zement verarbeitet wird zu Mauersteinen, die nur $\frac{3}{4}$ des Gewichts von gewöhnlichen Tonziegeln haben. Tonind.-Ztg. 1918. Nr. 67.

Zementprüfung. W. Braun regt in Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 72 an, statt der üblichen Probewürfel gedrungene Probezylinder anzuwenden und führt eine Reihe nicht unbeachtlicher Vorteile dieser Ausbildungsart an.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Anwendung von Differenzengleichungen in der Statik hochgradig statisch un-

bestimmter Tragwerke. Von Reg.-Bmstr. a. D. Grüning, Cuxhaven. Verfasser benutzt ein Verfahren, das schon Clebsch in seiner Theorie der Elastizität fester Körper 1862 angewendet hat. Die mathematisch-wissenschaftliche Arbeit behandelt: I. Durchlaufende Träger vom gleichen Trägheitsmoment auf starren Stützen in gleichen Abständen. II. Desgleichen jedoch wechseln Trägheitsmoment und Feldweite. III. Gleiche Stützweite sind Trägheitsmomente, Stützen elastisch. VI. Desgleichen jedoch wechselnde Stützweite. Der Eisenbau 1918. Heft 6.

Über das Verhalten eingespannter Stäbe in der Einspannungsstrecke. Von Ing. Dr. Emil Müller, k. k. Bauadjunkt. Die Arbeit sucht die Frage, wie sich die Widerstände des umhüllenden Baustoffes auf den eingespannten Teil eines Stabes verteilen, genauer zu lösen, als es bisher z. B. durch Ing. H. Jüngling in Beton und Eisen 1916. Heft 9 geschehen sei. Sechs Seiten in der Österr. Wochenschr. f. d. öftl. Bau-dienst 1918. Nr. 20.

Wie weit sind die Aufhängeisen in Silowänden hoch zu führen? Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M. veröffentlicht in Arm. Beton 1918 Heft 6 eine kurze, aber sehr wichtige Betrachtung über die Länge der Aufhängeisen in Silowänden. Wenn die Wand in ganzer Höhe als Balken wirkt, sind sämtliche Eisen bis $\frac{h}{4}$ hoch zu führen. Die übrigen sind in abgestuften Längen weiter zu führen. Von $\frac{3}{4}h$ an genügen die gewöhnlichen Verteilungseisen. Ist nur ein Teil der Wandhöhe gegen Biegung wirksam, so sind wiederum alle Eisen bis zu einem Viertel der Gesamthöhe hoch zu führen. Am Ende der „wirksamen“ Wandhöhe endigen sämtliche Anfhängeisen. Diese Rezepte sind das Ergebnis der a. a. O. mitgeteilten mathematischen Untersuchungen.

Die Beziehungen zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbalken. Dr.-Ing. F. v. Emperger, Wien, wendet sich dagegen, daß man den Stoff der Berichtshefte des D. A. f. E. im großen ganzen als abgeschlossen betrachte, und wünscht, daß die Fachkreise den darin gegebenen Anregungen mehr nachgehen.

In der vorliegenden Veröffentlichung behandelt Verfasser die in der Überschrift genannte Frage, die den Inhalt von Heft 18 des D. A. f. E. (Dr.-Ing. Mörsch) bildet. Beton und Eisen 1918. Heft 11/12.

Berechnung und Festlegung der Abmessungen von Eisenbeton-Firstbalken. Von Ingenieur Paul Grumblat. Die Firstpfetten von Eisenbetondächern weisen i. A. nach beiden Seiten geneigte Platten auf; es ist also — wie Verfasser sehr richtig bemerkt — unzulässig, sie als normale Plattenbalken zu berechnen und andererseits unwirtschaftlich, nur den Rechtecksquerschnitt der Platten in die Rechnung einzusetzen. Verfasser hat allgemein gültige, sehr einfache, streng richtige und kurze Formeln ausgerechnet, deren Benutzung sich sehr empfiehlt. D. Bau-Ztg. 1918. Mitt. f. Zem. u. Bet. 1918. Nr. 71.

Knickung elastisch eingespannter Stäbe. 6 Spalten in der Schweizerischen B.-Ztg. vom 18. Mai 1918.

Rechteckige Mauerquerschnitte, die durch eine außerhalb des Kerns angreifende Druckkraft beansprucht werden. E. Elwitz veröffentlicht unter dieser Überschrift im Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 51/52 und 53 eine theoretische Abhandlung über diese Frage.

Beitrag zu der Theorie des beliebig gestalteten einfachen Rahmens. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. H. Maier-Leibnitz, Eßlingen a. N. 7seitige Abhandlung in „Eisenbau“ 1918 Heft 7.

Über die Berechnung der dünnen Kreisplatte mit großer Ausbiegung. 7 Seiten. Von Privatdozent Dr.-Ing. Karl Federhofer, Graz. Eisenbau 1918 Heft 7.

Beitrag zur rechnerischen Bestimmung der Momente und der Querkkräfte bei durchlaufenden Trägern. Von Obergeringieur Hans Spiller. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 65.

Beitrag zur Berechnung von Flachgründungen in Eisenbeton mit Berücksichtigung der Elastizität des Baugrundes. Von Dr.-Ing. Viktor Mauthner, Düsseldorf. Der Brückenbau 1918 Heft 6 und 7.

III. Versuche mit Eisenbeton.

— — —

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

Einsturz eines Eisenbetondaches. Den Bericht über diesen Bauunfall bringen: Armiertes Beton 1918 Nr. 7, Beton und Eisen Nr. 11, Zentralblatt d. Bauv. Nr. 50. Deutsche Bau-Zeitung Mitteil. f. Zem. u. Bet. 1918 Nr. 11.

Die Frage der Rißbildung an Eisenbeton-Bauwerken. Die Ergebnisse der im Anschlusse an die bekannten Perkuhnschen Veröffentlichungen vorgenommenen Bauwerksuntersuchungen in Württemberg und in der Schweiz und die daraus gezogenen Folgerungen werden kurz zusammengestellt in Nr. 10 der Mitt. f. Zem. u. Beton, Beilage der D. Bau-Ztg. 1918.

Über die Haltbarkeit von Betonbauten im Seewasser. Von Wasserbau-Inspektor a. D. A. von Horn. Die Ergebnisse der Untersuchung von 130 Seebauten in den verschiedensten Teilen von Nordamerika, Kanada, Kuba und Panama, die die „Portland-Cement-Association“ hat anstellen lassen, haben gezeigt, daß das Seewasser fast überall an Eisenbeton und unbewehrtem Beton beträchtliche Zerstörungen verursacht hat und daß die Eisen über der Niedrigwasserlinie angestrichen sind, sofern sie nicht ganz bedeutenden Randabstand haben. Oft hat eine Überdeckungsstärke von 5 cm nicht das Rosten verhindern können. Die ausführliche Besprechung der ursprünglichen Veröffentlichung in Engineering News-Record vom 20. September und 4. und 11. Oktober 1917, die in der österr. Wochenschrift f. den öffentl. Baudienst 1916 Nr. 15 erschienen ist, verdient ernstliche Beachtung.

Betonhohlkörper. Der neuerdings mehrfach erwähnte Gedanke, Betonhohlkörper unter Verwendung von Eisstücken als Kerne herzustellen wird in Tonind. Ztg. 1918 Sr. 74 als undurchführbar bezeichnet. Gegen ein solches Verfahren liegen allerdings so gewichtige Bedenken auf der Hand, daß zum mindesten erst praktische Ergebnisse abgewartet werden müssen.

Beton-Abdichtungen. Ausführungen von Walther Ritter in „Der Brückenbau“ 1918 Heft 7 behandeln die Auskleidung von Bauwerken (Durchlässen, Brücken, Tunneln, Deichmauern und Talsperren) mit Eisenbetonhäuten oder -platten. Besprochen werden die Ausführungsweisen nach Monier, Boussiron und Hennebique.

2. Hochbau.

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktion. Von Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Die Mängel einer Bimsbetondachhaut-Ausführung werden besprochen und in außerordentlich gründlicher Weise untersucht. Die zwischen I-Pfetten gespannten Bimsbetonplatten von 6 cm Stärke waren auf 108 m Länge ohne Bewegungsfuge ausgeführt worden. Temperaturwirkungen, Schwinden und die Verdrehung der beweglich gelagerten Pfettenenden haben Risse in großer Anzahl hervorgerufen. Die Bearbeitung dieses Falles schließt eine große Reihe Betrachtungen und Winke für die Ausführung von Eisenbetondächern oder Dachhäuten in sich, die auf

Erfahrungen gestützt und mit Versuchsergebnissen belegt sind. Deutsche Bau-Ztg. Mitteilungen für Zement und Beton 1918 Nr. 11 und 12.

Neuere Wasserturmbauten in Schlesien und Posen. Von Dittmar Wolfsohn, Breslau. In den Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 11 der D. Bau-Ztg. 1918 wird u. a. ein Wasserturm für außergewöhnlich große Wassermengen (2000 cbm) vorgeführt. Wegen der schwierigen Baugrundverhältnisse sowie der gelungenen, außergewöhnlichen architektonischen Gestaltung verdient das Bauwerk besondere Beachtung. Der Behälter ist mit einer Drahtglaswand umhüllt, die ein reizvolles Äußere zu geben scheint. Angaben über die Bewehrung und die Spannungen. Der Behälter ist als Körper für sich auf das Untergerüst aufbetoniert worden.

Silobauten der A.-G. Wayß & Freytag. 7 Abbildungen mit erläuterndem Texte nach dem Sonderkatalog über Silobauten der Firma. D. Bau-Ztg. Mitteilungen f. Zem. u. Beton 1918 Nr. 12.

Getreidesilos in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. G. Escher, München. Neue Ausführungen der Fa. Gebr. Rank, München. Allgemeines über die Zweckmäßigkeit von Eisenbeton-Getreidesilos. I. Beschreibung des Getreidesilos der Vereinigten Kunstmühlenwerke Landshut A.-G. in Landshut (Bayern). Zeichnungen und Photos lassen erkennen, daß hier landschaftlich und schönheitlich hervorragend wirkende Formen für diesen Industriebau gefunden worden sind. II. Beschreibung des Silos der Kunstmühle Rosenheim A.-G. in Rosenheim (Oberbayern). Auch hier ist ein schönes Bauwerk geschaffen worden. Das Dach besteht aus Eisenbetonbindern und mit zwischengespannten bewehrten Lochsteinplatten. Ausführung in Gußbeton. Nähere Beschreibung des Betoniervorganges bei Verwendung eines Verteilungsturmes und Fließrinnen. Beton u. Eisen 1918 Nr. 11.

3. Brückenbau.

Die Kanalbrücken der Wasserkraftanlage Olten-Gösgen. Von A. O. Lusser, Obering. der A.-G. Alb. Buß & Cie. (Basel). Im Schlußteile dieser Veröffentlichung (in „Der Brückenbau“ 1918 Heft 7) wird die Bogenbrücke über den Werkkanal bei km 40,88 behandelt. Eingespannter Bogen, bewehrtes Gewölbe, lichte Weite 40,00 m, Pfeilerhöhe 5,50 m, nutzbare Breite 5,20 m. Aufbau vollwandig. Ein Bach mit 200 sl Wasserführung ist in einem vor die eine Stirnmauer gelegten Eisenbeton-Troggerinne mit übergeführt. Ein in 2 Schichten aufgebracht Zementputz 1:2 hält diese Überleitung bisher völlig dicht. Die umfassende Beschreibung dieses gelungenen Bauwerkes erstreckt sich auch auf wichtigere Punkte der Bauausführung und des Lehrgerüsts. Holzbedarf $\frac{1}{3}$ cbm auf 1 cbm Beton. Gesamtkosten der Brücke 40 000 Frs.

Eine Eisenbeton-Rahmenbrücke von 47,50 m Stützweite über die Braha in Bromberg für Fußgängerverkehr, ist veröffentlicht in der österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1918. Schweizerische B.-Ztg. vom 1. Juli 1918 entnimmt hieraus eine Reihe Angaben.

Eine Neuform für Widerlager offener Brücken. Ing. Franz Kühn führt in „Betonbau“ 1918 Heft 6 den sehr beachtenswerten Vorschlag von Ing. Staatsbahnrat Herzka unter Darlegung der zahlreichen Vorzüge der neuen Form und Beifügung einer erläuternden Abbildung vor. Vgl. Literaturschau Heft 6.

Rißbildung in gewölbten Brücken. Zu der Besprechung über Längsrisse an der inneren Leibung von Stein- und Betongewölben, die in Nr. 22 und 97 1917 des Zentralblatt der Bauv. stattgefunden hat, ficht ein Beitrag von Hans Schwarz einige Beobachtungen und Ansichten über die Entstehungsursache an. Als solche wird die verschiedene Steifigkeit des Gewölbes einerseits zwischen und andererseits unter den Stirnmauern vermutet. Die Begründung ist durchaus einleuchtend. Zentralblatt d. Bauv. 1918 1918 Nr. 47/48. Vgl. Literaturschau 1917 Seite 100 und 1918 S. 16 (Heft 1).

Vorschlag zu einer Bogenbrücke ohne Diagonalen. In Zuschriften an die Schriftleitung des Eisenbaues entwickelt sich im Anschlusse an den in Nr. 1 (Literaturschau Heft 3) unter gleicher Überschrift veröffentlichten Beitrag von Dipl.-Ing. Kleinhenz eine lesenswerte Aussprache. Prof.-Dr. Schachemeier behandelt darin sehr gründlich die Bezeichnung Vierendeelträger- die sehr oft unberechtigt sei. In Wahrheit hat Engesser um den in Frage stehenden Stoff die ersten Verdienste. Eisenbau Nr. 6.

4. Wasserbau.

Neue Art der Uferbefestigung. Von Walther Ritter. Der letzte Teil dieser Mitteilung bringt eine Reihe Angaben über eine jetzt zwei Jahre alte Dammeinfassung mit Eisenbeton-Rammpfählen. Brückenbau 1918 Nr. 9.

5. Grundbau insbes. Pfahlbauweise.

— — —

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischer Tiefbau.

— — —

7. Schiffbau.

Die wissenschaftlichen Grunlagen des Eisenbetonschiffbaues. Von Ing. Dr. Wilh. Vieser. Im Schlußteile seiner Ausführungen behandelt Verfasser II. Bau und Ausrüstung der Schiffe. III. Das Veranschlagen von Schiffen und die Preisberechnung. IV. Gesetzliche Bestimmungen und andere Vorschriften für den

Schiffbau und die Schifffahrt. V. Anhang. Der gegenwärtige Stand des Eisenbetonschiffbaus. VI. Schlußbemerkungen und Literatur. Die Arbeit stellt eine sehr willkommene Übersicht über viele für den Eisenbetonschiffbau-Ingenieurwissenschaften wichtige Punkte dar. Genauere Angaben wird man zum großen Teile in der Schiffbauliteratur, von der eine Reihe Werke in dankenswerter Weise in der Literaturausgabe genannt sind, finden. Betonbau 1918 Heft 6.

VI. Sonstiges.

Undeutsch Technisch und untechnisch Deutsch. Von Ing. Franz Ganierith, Graz. 3½ Seite für die Ausmerzungen immer wieder auftauchender Sprachdummheiten. Zur Stärkung des Sprachgefühls ist die Lektüre dieser Plauderei sehr zu empfehlen. Zeitschrift d. österr. Ing.- und Architekten-Vereins 1918 Nr. 23.

Von der 21. Tagung des Deutschen Betonvereins. Geheimrat Prof. M. Foerster gibt

in Arm. Beton 1918 Heft 6 einen eingehenden Bericht über den Verlauf der Tagung, der — da alle im Laufe des vergangenen Jahres aufgetauchten wichtigeren Fragen behandelt worden sind; besonders geeignet ist, zugleich eine Jahresübersicht zu bieten.

„Mehr Rücksicht auf die deutsche Zementindustrie.“ Durch Vermittlung der Presse-Abteilung des Oberkommandos in den Marken geht der Tonind. Ztg. eine Erwiderung auf die in Nr. 37 der Zeitschrift unter obiger Überschrift veröffentlichten Zeilen zu, die in Nr. 70 abgedruckt ist.

Kriegsgewinne der Zementindustrie. Von B. Juster. Die Vergleichung der Dividenden von 25 Zementfabriken ergibt einen Durchschnitt von 9% (6—14%). Im Jahre 1913 war der Durchschnitt 9½%. Man könne also nicht von „Kriegsgewinnen“ sprechen. Es wird allerdings zugegeben, daß die Dividenden allein die Geldlage nicht kennzeichnen. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 68.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Eisenbetonausschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Heft 6. Ueber Betonprüfung mit Probek balken (Kontrollbalken). Bericht erstattet von Ingen. Karl Nähr, k. k. Baurat. Mit 171 Abb. und 37 Tabellen. Leipzig-Wien, Franz Deuticke. Preis 8,00 M.

Das Forschungsbuch behandelt in übersichtlicher und eingehender Art sowie mit wissenschaftlicher Gründlichkeit die oft umstrittene Frage, ob Kontrollbalken oder Würfelprobe die geeignete Untersuchungsart für einen Baubeton darstellt, namentlich welche der Untersuchungsmethoden geeigneter ist, auf die wirklich im Bauwerke vorhandenen Festigkeitsverhältnisse aus den Versuchsergebnissen Schlüsse zu ziehen. Auf alle diese vielgestaltigen Fragen gibt die obengenannte Veröffentlichung bestens Antwort und erörtert auch eine Anzahl weiterer Probleme, die im Verbundbau aufgetaucht sind und heute eine besondere Rolle spielen. Es sei beispielsweise nur an die so überaus wichtige Frage des Verhältnisses erinnert, in dem die Biegedruckfestigkeit des Betons zur Würfeldruckfestigkeit dieses steht, eine Frage, die auch in der vorliegenden Veröffentlichung eine deshalb besonders bemerkenswerte Beantwortung erfährt, weil aus den Versuchen sich ergibt, daß für das bei ihnen verwendete Betonmaterial diese Verhältniszahl durchgehend erheblich kleiner gefunden worden ist, als sich das bei den deutschen Versuchen gezeigt hat.

Das Buch, das zudem in der Juli-Nummer dieser Zeitschrift eine ausführlichere Würdigung erfahren hat, sei allen Fachgenossen, die sich in der Wissenschaft des Verbundes vertiefen wollen, bestens empfohlen.

M. F.

Mitteilungen über Versuche ausgeführt v. Eisenbeton-Ansschuß des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Heft 5. Ver-

suche mit eingespannten Balken (II. Teil Kragbalken und eiserne Träger). Bericht als Fortsetzung von Heft 4, erstattet von Dr.-Ing. Fr. Edler v. Emperger, k. k. Oberbaurat. Mit 77 Abb. und zahlreichen Tafeln. Verlag Franz Deuticke in Leipzig und Wien. 1917. Preis 5,00 M.

Der erste Teil befaßt sich mit einfachen Kragträgern und Auslegern mit 2 Kragarmen und sucht die Einspannung an den Stützen durch die Einwirkung der Kragarme zu begründen. Die gefundenen Ergebnisse sollen — nach Meinung des Berichterstatters — für spätere großzügige Unternehmungen über kontinuierliche Träger als Vorarbeit dienen und dürften auch in dieser Hinsicht manches Wertvolle bieten. Der zweite Teil beschäftigt sich mit beiderseits eingespannten bzw. freigelagerten eisernen I-Trägern und sucht zu begründen, wie sich diese im Vergleich mit den in Heft 4 behandelten entsprechenden T-Verbundträgern bei der Einspannung verhalten.

Bemerkenswert ist, daß, da der I-Träger im Mauerwerkskörper etwas nicht Homogenes darstellt, er sich naturgemäß auch nicht so gut und organisch in das Mauerwerk einfügt wie der Vergleichs-Verbundbalken. Wegen weiterer Einzelheiten sei auf die Veröffentlichung selbst und die kurzen Mitteilungen über sie im Juli-Heft des Armierten Beton verwiesen.

M. F.

W. Gehler, Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916. Zweite, mit den Eisenbetonbestimmungen ergänzte Auflage. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin. Preis geh. 3,60 M.

Der Text der neuen Auflage ist unverändert beibehalten: Durch die Hinzufügung des Textes der neuen Bestimmungen an zweckentsprechender Stelle hat das Werkchen an Brauchbarkeit und Uebersichtlichkeit gewonnen und wird noch mehr als die erste Auflage ein gern gesehener Berater des Eisenbetonfachmannes werden und bleiben.

M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Bissegwitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.